

REFORZAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE LÁMINA DELGADA

Roberto Aguiar Falconí

Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército.
Av. El Progreso s/n. Valle de los Chillos, Quito-Ecuador
Correo Electrónico: raguiar@espe.ecu.ec

RESUMEN

Se presenta el reforzamiento de cinco estructuras construidas con acero de lámina delgada, en Centros de Educación de Quito, que son sumamente vulnerables ante la acción de un sismo. El costo del reforzamiento de las mismas es menor al 10% del costo total de la construcción.

En primer lugar se describen las estructuras; luego se presenta el análisis sísmico de una estructura considerando piso flexible; posteriormente el reforzamiento de las mismas y finalmente el costo de reparación.

Palabras Claves.- Deriva global. Piso flexible. Vulnerabilidad sísmica. Coordenadas Principales. Lámina delgada

ABSTRACT

Se presenta el reforzamiento de cinco estructuras construidas con acero de lámina delgada, en Centros de Educación de Quito, que son sumamente vulnerables ante la acción de un sismo. El costo del reforzamiento de las mismas es menor al 5% del costo total de la construcción.

En primer lugar se describen las estructuras; luego se presenta el análisis sísmico de una estructura considerando piso flexible; posteriormente el reforzamiento de las mismas y finalmente el costo de reparación.

Palabras Claves.- Deriva global. Piso flexible. Vulnerabilidad sísmica. Coordenadas Principales. Lámina delgada

1 INTRODUCCIÓN

Luego del Mega Sismo de Chile de 2010 (Aguiar, 2011; Boroschek *et al.* 2010; Almazán, 2010; Sarrazin, 2010), que tuvo una magnitud de 8.8 y que causó más de 500 muertos y dejó una pérdida estimada en alrededor de los 30 mil millones de dólares) parecía que en el Ecuador se iban a reforzar una gran cantidad de estructuras que fueron construidas hace más de 30 años y que son sumamente vulnerables.

Ha transcurrido 2 años del sismo del 27 de febrero de 2010 y la gente que vive en zonas de alta peligrosidad sísmica se va olvidando de la necesidad de reforzar las estructuras. En el caso de Ecuador se publicó una nueva zonificación sísmica, en la cual la aceleración máxima en roca, para un período de retorno de 475 años, pasó de $0.4 g$ a $0.5 g$ en la costa,

110 Reforzamiento sísmico de estructuras de lámina delgada

siendo g la aceleración de la gravedad como se aprecia en la figura 1. A la izquierda se presenta la zonificación del Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC-2000 y a la derecha la nueva zonificación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11.

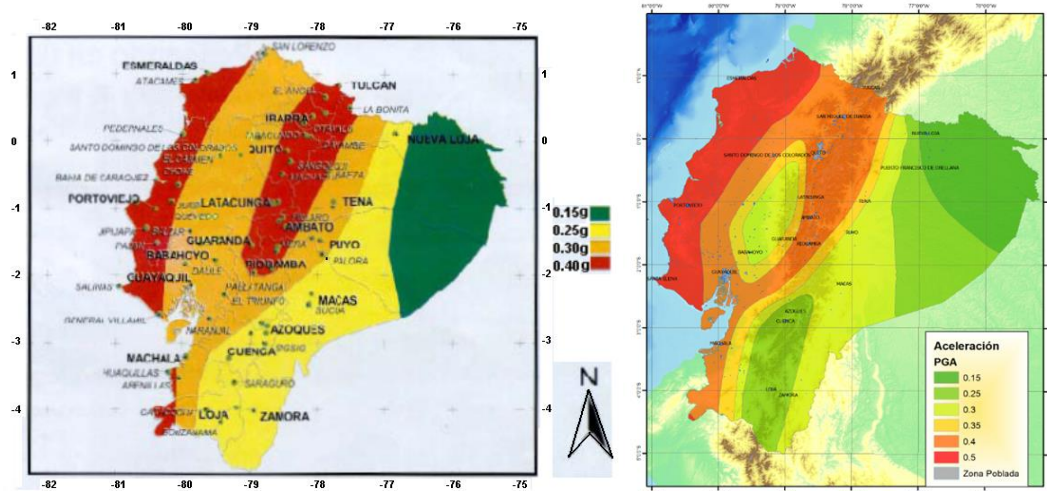


Figura 1 Zonificación sísmica del CEC-2000 y NEC-11.

La nueva normativa sísmica, NEC-11, es un gran aporte para las futuras estructuras pero para las estructuras que no fueron diseñadas con el CEC-2000 o con el NEC-11, que son la mayor parte de construcciones, no queda otra opción, en primer lugar de realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica para saber si efectivamente requieren ser reforzadas y en caso afirmativo proceder al reforzamiento.

En los últimos 50 años en Quito, no ha habido sismos que puedan catalogarse de mediana intensidad, lo que se han registrado son temblores con magnitudes menores a 5 y con epicentros cerca de la capital. Será por esto que existen construcciones extremadamente vulnerables en la ciudad y la gente se ha acostumbrado a vivir en esas condiciones pero no se debe olvidar que Quito está sobre las fallas ciegas que se indican en la figura 2.

Las líneas entrecortadas, de la figura 2, limitan las zonas de pliegue y dentro de ellas se observan las zonas de: deslizamiento; eje anticlinal; falla inversa. Morfológicamente el sistema de fallas de Quito, está compuesto por las siguientes colinas alargadas: El Tablón; San Miguel; Puengasi; La Bota - El Batán - Ilumbisi; El Colegio – El Inca; Catequilla – Bellavista. (PGM (2009), Alvarado 2009 y 1996) Por cierto, Soulas *et al.* (1991) indican que la velocidad de desplazamiento discontinuo de este sistema de fallas varía de 0.5 a 1 mm/año e interpreta a este sistema como parte del sistema mayor Dextral.

Lo cierto es que la peligrosidad sísmica de Quito, es muy alta (Lavenu, 1994) y no se puede vivir como que nada pasara con estructuras sumamente vulnerables, conociendo que el costo de reforzamiento de las mismas es muy bajo.

2 DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

Las cinco estructuras que se analizan son las siguientes: i) Una casa de un piso construida con Fibrolit; ii) La estructura de un laboratorio construido con acero de lámina delgada, la misma que se encuentra sobre una estructura de hormigón armado; iii) La cubierta de una Piscina empleando varillas de acero en la celosía; iv) La estructura de la cubierta de dos Piscinas en las que se utilizó perfiles de acero de lámina delgada. En la figura 3 se presentan las estructuras que se analizan en este artículo.

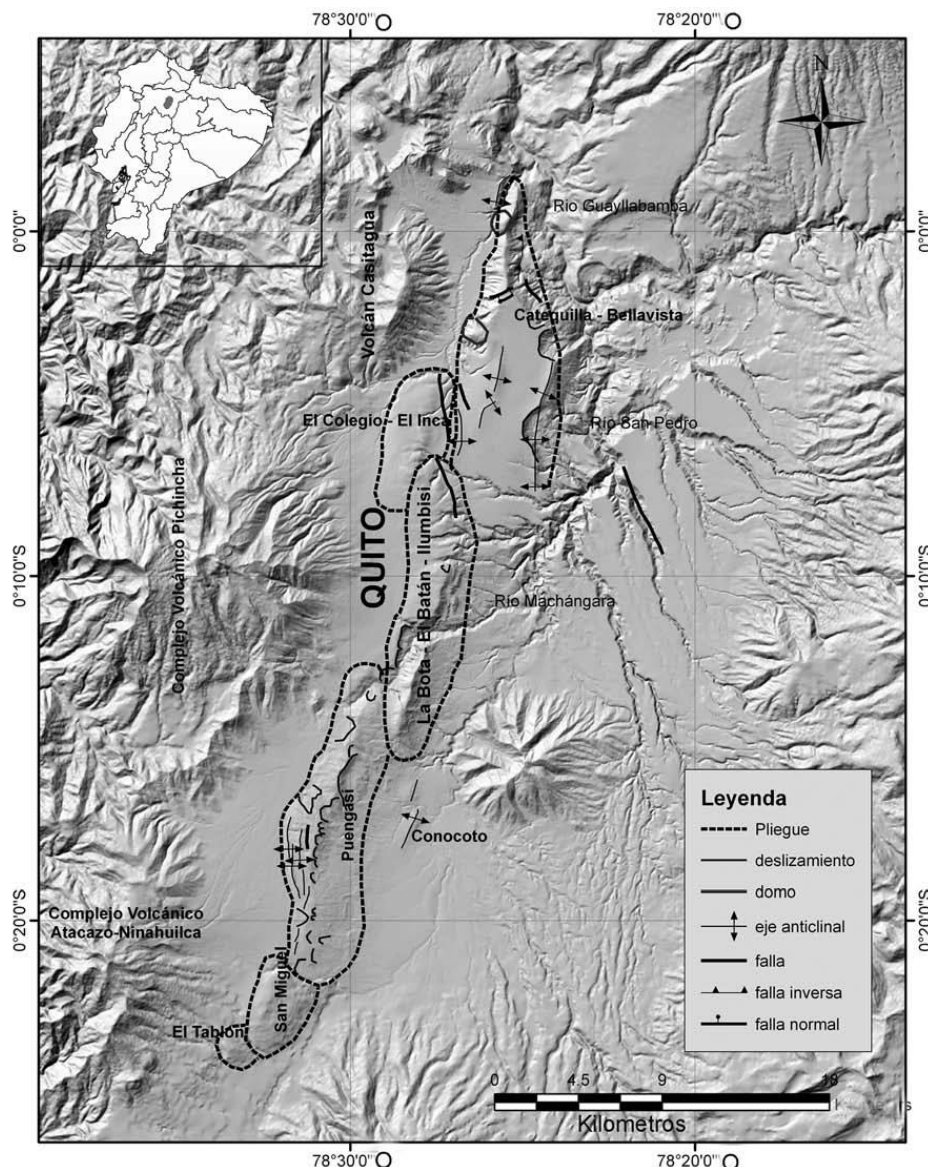


Figura 2 Sistema de fallas de Quito. PMA (2009)

El Fibrolit, es un tablero de cemento reforzado con fibras mineralizadas de madera, que tiene un peso específico de $\gamma_f = 1.1 \frac{T}{m^3}$ y un módulo de elasticidad $E_f = 400000 \frac{T}{m^2}$ (Eternit Ecuatoriano). Es una buena opción utilizar tableros de Fibrolit como paredes ya sea de interiores o exteriores, debido a que tiene un buen comportamiento a la interperie.

Lo crítico es construir una estructura como la indicada en la parte superior izquierda de la figura 3, sin ninguna columna; la cubierta de galvalumen se apoya en correas tipo G de 100/50/10/2 mm., y estos a su vez se apoyan sobre los tableros de Fibrolit. En varios Centros de Educación del Municipio de Quito, existen estas estructuras que son muy vulnerables ante la acción de un sismo severo, por ser muy flexibles y se van a desplazar en forma considerable en sentido longitudinal, ocasionando que se habrán las paredes ya que carecen de una viga que les haga trabajar como marco y fundamentalmente no tienen columnas.

En la parte superior derecha de la figura 3, se aprecia una estructura de acero de

112 Reforzamiento sísmico de estructuras de lámina delgada

lámina delgada construida sobre una estructura de Hormigón Armado (HA), en la que funciona un laboratorio. Las estructuras de HA tienen sobre resistencia (Aguar, 2007) y de ello la gente abusa y es así como construyen un piso adicional sobre una estructura que no contempla este peso extra, no pasa nada ante cargas verticales debido a que se está utilizando la sobre resistencia.

La estructura de acero, mostrada en la parte superior derecha de la figura 3,, más las paredes y más los 15 cm., de contrapiso tiene un peso de 16 T., los mismos que se transmiten a la estructura de H.A., convirtiéndole también en vulnerable sísmicamente a esta estructura. Pero en este artículo únicamente centramos nuestra atención en la vulnerabilidad de la estructura de acero de lámina delgada.



Casa de Fibrolit



Estructura de acero de lamina delgada



Estructura de Piscina de Fernández Madrid



Benalcazar



Sucre

Figura 3 Fachadas transversales de las estructuras analizadas.

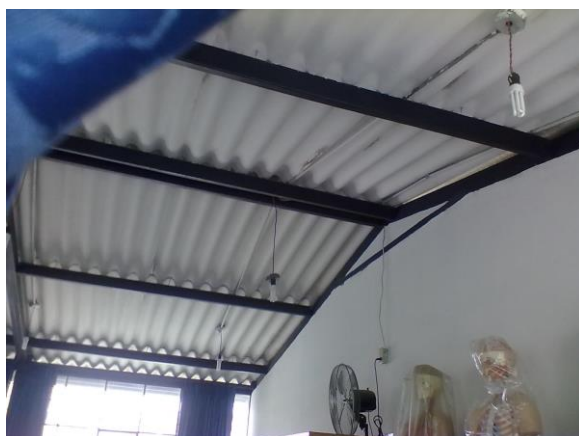
En la parte central de la figura 3, se presenta la estructura de la Piscina del Colegio Fernandez Madrid. Está formada por una celosía cuyas vigas transversales están compuestas

por varillas de acero de 20 mm., de diámetro, en el cordón superior hay 2 varillas y para el cordón inferior otras 2; en las correas se utilizó 3 varillas longitudinales de 12 mm., de diámetro, en forma de triángulo.

La fachada de la Piscina del Fernández Madrid, al igual que la fachada de la Piscina del Colegio Benalcazar, que se presenta más abajo, tienen columnas interiores de H.A., que no llegan al tope de la cubierta ya que existe de por medio grandes ventanales. Se podía tranquilamente subir las columnas hasta la cubierta y dejar las ventanas. Si así se habría procedido la estructura sería más segura.

Para las piscinas de los Centros de Educación: Benalcazar y Sucre, se utilizó perfiles de acero de lámina delgada, tipo G y perfiles tipo C. En la piscina del Benalcazar los pórticos transversales están cada 5.40 m., y en la del Colegio Sucre cada 4.80 m. Pero en la del Colegio Benalcazar, en los pórticos exteriores longitudinales, en la mitad de las columnas de acero existen columnas de H.A., de tal manera que en sentido longitudinal la luz es de 2.70 m.

La fotografía mostrada a la izquierda de la figura 4, deja ver las correas G utilizadas en la estructura destinada al Laboratorio del Colegio Fernández Madrid, son de 100/50/15/2 mm. Solamente en el cumbrero hay doble G. Las columnas y vigas están formadas por 2 doble G de las mismas dimensiones, de manera que estos elementos estructurales son perfiles tubulares de 100/100 mm. Nótese que no hay columna bajo el cumbrero, solo se tiene columnas en los extremos de 100/100 mm., espaciadas cada 4 m.



Laboratorio con perfiles de lamina delgada



Varillas de acero en Fernández Madrid

Figura 4 Perfiles de acero de lámina delgada y celosía con varillas de acero.

A la derecha de la figura 4 se aprecia la geometría de las varillas de acero empleadas en la estructura de la piscina del Fernández Madrid. Las columnas han sido rellenadas con mampostería y hormigón.

A la izquierda de la figura 5 se presenta la celosía utilizada en el Colegio Sucre, se nota que en sentido transversal el pórtico es bastante rígido para cubrir una luz de 14.28 m., pero en sentido longitudinal solo se tiene correas tipo G de 200/50/15/3 mm., solo en el cumbrero existe una doble G. La foto de la derecha corresponde a la celosía de la columna empleada en el Colegio Benalcazar, se aprecia que los elementos verticales son perfiles C de 200/50/3 mm., unidos entre sí por ángulos de 5 cm., de lado; la columna está inmersa en una pared que tiene 10 cm., de espesor. Por cierto, el cloro y la gran humedad que existe en las piscinas ocasiona una gran corrosión en los perfiles de acero, como se aprecia en la columna de la figura 5.



Figura 5 Lámina delgada utilizada en los pórticos de la estructura.

A la izquierda de la figura 6 se aprecia una correa tipo C, de la piscina del Colegio Benalcazar en la que se aprecia un altísimo grado de oxidación (fotografía tomada en agosto de 2011) A la derecha se observa el cambio de todas las correas de la piscina del Colegio Benalcazar (fotografía tomada en diciembre de 2011).



Figura 6 Correa tipo C con alto grado de oxidación y cambio de correas.

Son estas correas tipo C de 200/50/3 mm., las que a más de soportar la cubierta actúan como vigas en sentido longitudinal, lo que ocasiona que la estructura sea muy flexible en sentido longitudinal.

3 SISMOS DE ANÁLISIS

En la tabla 1 se presenta la matriz de desempeño, propuesta por el comité VISION 2000 y NEHRP 2003, que muestra el desempeño que debe tener una estructura en función del sismo de análisis. Los períodos de retorno de los sismos denominados: *Frecuente*, *Ocasional*, *Raro* y *Muy Raro*, son: 47, 72, 475 y 970 años, respectivamente. Aguiar (2003).

Ante el sismo *Ocasional*, el desempeño esperado en un **Colegio** es *Operacional* que implica trabajar normalmente después del sismo; por lo tanto la estructura debe trabajar en el rango elástico. Ante el sismo *Raro* (prescrito en las normativas sísmicas), se espera ligero daño el mismo que debe estar arreglado en una o dos semanas. Por lo tanto, para cumplir con el desempeño esperado la deriva de piso debe ser menor a 1% y el factor de reducción de las fuerzas sísmicas con que se pasa del espectro elástico al inelástico debe ser menor o igual a 4.

Para el sismo *Muy Raro* (mega sismo) que tiene un período de retorno de 970 años, el desempeño esperado en un Colegio, es de *Seguridad de Vida* que implica un daño

considerable en los elementos no estructurales y apreciable en los elementos estructurales. La deriva piso será menor a la estipulada en las normativas sísmicas y el factor de reducción de las fuerzas sísmicas, conocido también como factor de disipación de energía será el valor máximo recomendado por la normativa sísmica, el mismo que está en función de la tipología estructural y del nivel de diseño sísmico. Aguiar (2007).

Tabla 1 Sismos de análisis y comportamiento esperado en las estructuras de acuerdo a las publicaciones VISION 2000 y NEHRP 2003

SISMO DE ANÁLISIS	OPERCIONAL	INMEDIAT. OCUPACIONAL	SEGURIDAD DE VIDA	PREVENCIÓN DE COLAPSO
FRECUENTE	◇			
OCASIONAL	●	◇		
RARO	♣	●	◇	
MUY RARO		♣	●	◇

◇ = Edificaciones básicas como residencias y oficinas.

● = Edificaciones esenciales como hospitales, **Universidades, Colegios, etc.**

♣ = Edificaciones de seguridad crítica.

El valor de A_0 , aceleración máxima en roca para el sismo raro, en la ciudad de Quito es de $0.4 g$ tanto en el CEC-2000 como en el NEC-11. La forma de los espectros es similar si se selecciona en forma apropiada el tipo de suelo. El perfil de suelo S1 del CEC-2000 es comparable con el perfil de suelo B del NEC-11. De igual manera el perfil de suelo S2 del CEC-2000 es comparable con el suelo C del NEC-11. Para estos dos casos, en la figura 7 se comparan los espectros elásticos para la ciudad de Quito. En forma general se puede indicar que los espectros son bastante parecidos. Con esta explicación se justifica el hecho de haber utilizado como acción sísmica para el sismo *Raro* el espectro del CEC-2000 pero existe una justificación de mayor peso y es que cuando se realizaba este trabajo todavía no estaba publicado el NEC-11.

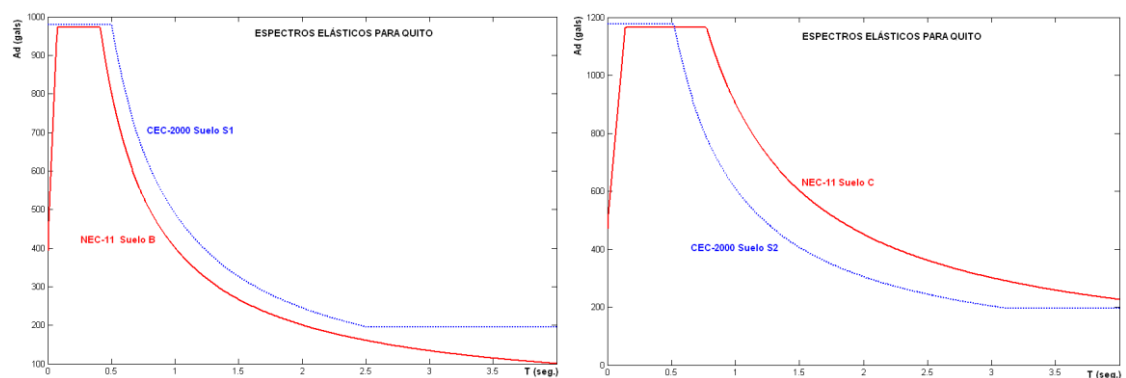


Figura 7 Espectros elásticos con CEC-2000 y NEC-11 para un $A_0 = 0.4 g$.

Se determinaron espectros elásticos para Quito, para un período de retorno de 72 años, siguiendo las metodologías propuestas por Abrahamson y Silva (2008) y la metodología de Campbell K., Bozorgnia (2008), Frau (2009), para el caso de presentarse un sismo en las Fallas Ciegas de Quito con una Magnitud de 5.85. Los espectros hallados para el Hanging Wall (Bloque levantado) en que se encuentran las estructuras analizadas se indican a la izquierda de la figura 8. Se ha presentado también el espectro elástico del CEC-2000 que se obtiene utilizando un factor de importancia de 0.4667. En otras palabras, para hallar el espectro elástico

correspondiente al sismo *Ocasional* se recomienda multiplicar las ordenadas espectrales del espectro del CEC-2000 por 0.4667.

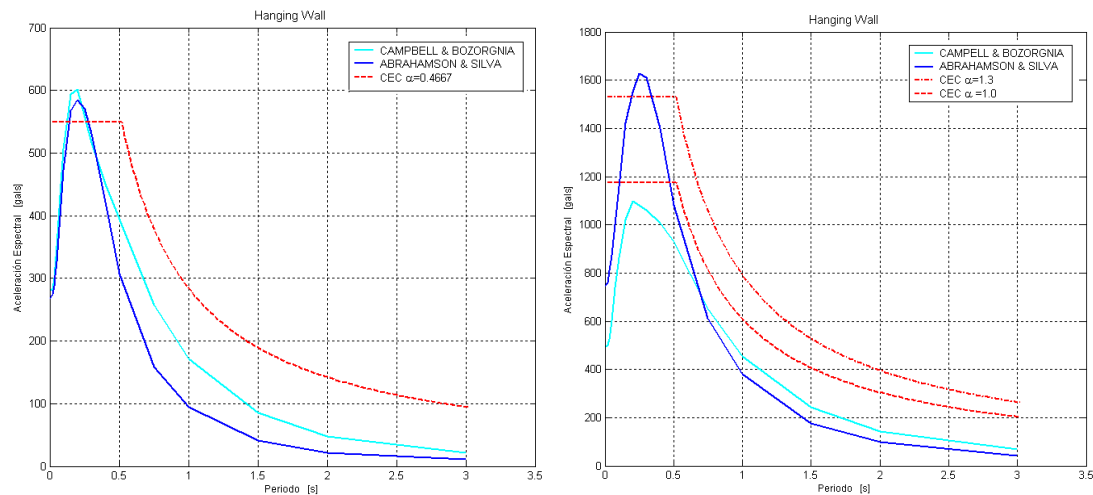


Figura 8 Espectros para sismo *Ocasional*, *Raro* y *Muy Raro*

A la derecha de la figura 8 se presentan los espectros que se hallan para un período de retorno de 500 años, en caso de producirse un sismo de magnitud 6.7 en las Fallas Ciegas de Quito (Yepes, 2011), aplicando las metodologías ya indicadas y se comparan con los espectros elásticos del CEC-2000 considerando un factor de importancia de 1.0 y 1.3.

Ahora bien, para el cálculo de las derivas de piso la Norma Sismo Resistente de Colombia NSR-10 permite utilizar un factor de importancia de 1, al margen del uso de la estructura. Esto solamente es para el control de la deriva pero para el cálculo de las fuerzas sísmicas se debe utilizar el factor de importancia que tiene la estructura en función del servicio que presta; para el caso de Centros de Educación el CEC-2000 y NEC-11 el factor de importancia es 1.3.

Es muy difícil en una estructura existente que es sumamente vulnerable, reforzar en términos económicos aceptables, para el sismo raro con un factor de importancia de 1.3 (caso de Centros de Educación) y lograr que tenga una deriva de piso menor a 1%. Por este motivo se adoptó la recomendación de la Norma Colombiana NSR-10 y se consideró un factor de importancia de 1 para el sismo raro del CEC-2000.

Por definición, la deriva de piso relaciona el desplazamiento relativo de piso con respecto a la altura de piso. Esta definición no es aplicable en estructuras para cubiertas de Piscinas por lo que se trabaja con la definición de la deriva global, que relaciona el desplazamiento lateral en cualquier punto de la estructura con respecto a la altura en que se halla dicho punto.

Tanto la deriva de piso, como la deriva global, son muy buenos parámetros para predecir el daño que tendrá una estructura, de hecho son los más utilizados. En la tabla 2, propuesta por Ghobarah *et al.* (1997) se ve el desempeño que va a tener una estructura en función de las derivas (drift) de piso o global. Mientras menor es la deriva menos daño tendrá la estructura.

Para estar en concordancia con la matriz de desempeño, mostrada en la tabla 1, se decidió que para el sismo *Raro* especificado con el CEC-2000, con un factor de importancia igual a 1 (NSR-10) la deriva global máxima será menor al 1%. Con este criterio se realizó el reforzamiento que se presenta más adelante.

Tabla 2 Criterios para la evaluación del desempeño estructural. Ghobarah *et al* (1997)

Daño →	Menor	Reparable	Irreparable	Severo	Extremo
Desempeño	Agrietamiento	Fluencia de acero	Inicio de Mecanismo	Mecanismo Global	Degradación notable de resistencia
Descripción de los daños	Grietas ligeramente visibles	Grietas	Grietas abiertas y pérdida de recubrimiento	Grietas muy anchas y mayor pérdida de recubrimiento	Deformaciones permanentes visibles
Índice de daño	0.05	0.14	0.40	0.60	Mayor de 0.60
Cuantificación de desempeño	Grietas menores de 0.3 mm.	Grietas menores de 1 mm.	Grietas entre 1 y 2 mm.	Grietas mayores de 2 mm.	Grietas anchas y profundas. Dilatación de los elementos
Drift de piso	0.005	0.011	0.023	0.046	> 0.060
Drift global	0.003	0.008	0.018	0.040	>0.049

4 ESTUDIOS DE SUELOS

Un tema muy importante para el reforzamiento y la selección de la forma espectral es el tipo de suelo. Si bien es cierto las estructuras de las Piscinas analizadas tienen una altura que está entre los 6 y 8 m., con lo que suficiente sería realizar estudios de suelos (SPT y clasificación de suelos) hasta una altura de 10 a 12 m. No es menos cierto que para tener un mejor conocimiento del suelo es necesario realizar estudios de sismica de refracción hasta una profundidad media de 30 m.

A la izquierda de la figura 9 se observa que el estudio de sismica de refracción se realizó en la cancha de fútbol del Colegio Benalcázar ya que este fue el lugar en el cual se obtuvo la mayor línea sísmica, se realizó una perforación de 1.5 m., se colocó un taco de dinamita y a la derecha de la figura 9 se observa el humo dejado por la explosión. Lastra (2011).



Figura 9 Estudios de sismica de refracción realizados en el Colegio Benalcázar

Los resultados del estudio se indican en la figura 10 (para una línea sísmica). Lo que se presenta es la velocidad de la onda “p”, V_p . Existen varias ecuaciones para encontrar la velocidad de la onda de corte V_s a partir de la velocidad de V_p , la más fácil es dividir V_p para 1.7. La profundidad a la que se llegó con los estudios es 30 m., se aprecia que a partir de los 9 m., se tiene un suelo duro con un $V_p = 1390 \text{ m/s}$. De tal manera que se trata de un suelo muy resistente como la mayor parte de los suelos de Quito.

118 Reforzamiento sísmico de estructuras de lámina delgada

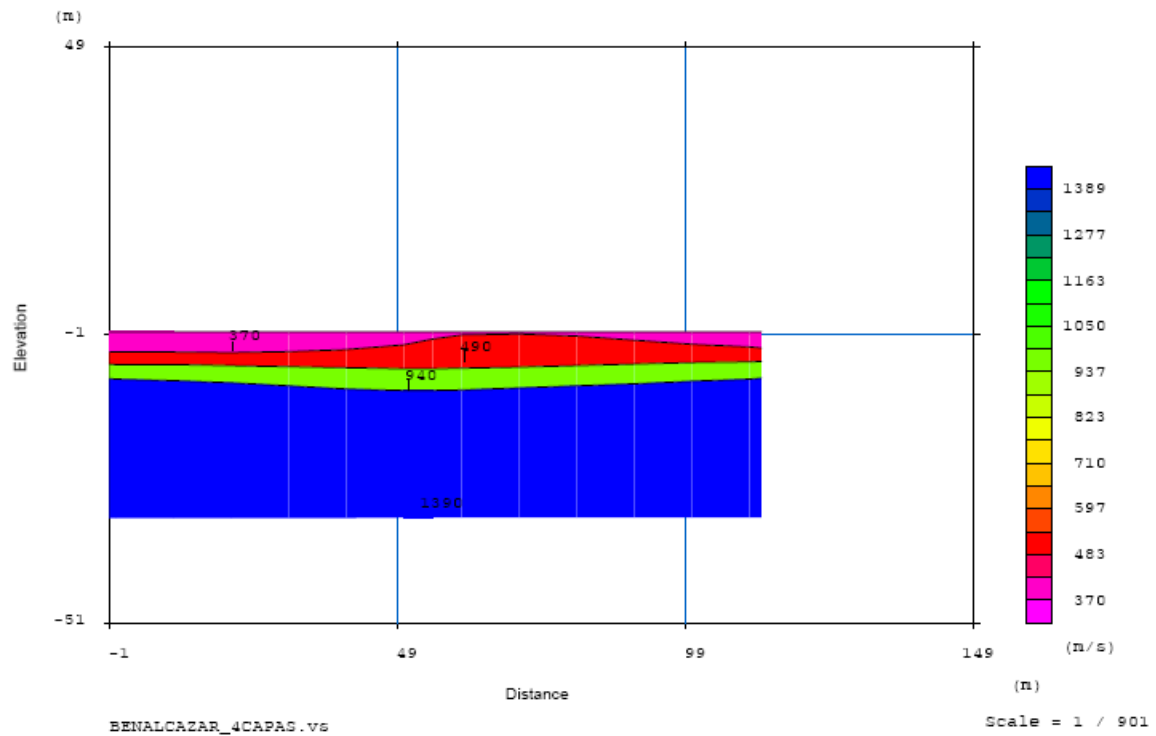


Figura 10 Velocidades de la onda “p” encontradas en el Colegio Benalcazar.

Los resultados del estudio de sismica de refracción, se resumen en la tabla 3, se indica la velocidad de la onda de corte, hallada con la ecuación (1), el período de vibración del suelo encontrado con la ecuación (2) y la clasificación de los suelos de acuerdo al CEC-2000.

$$\sum \frac{h_i}{V_{Si}} = \frac{H}{V_s} \quad (1)$$

Donde h_i , V_{Si} son la altura y velocidad del estrato de suelo i ; H es la altura total del suelo en que se tiene resultados de la onda de corte y V_s la velocidad representativa de todo el suelo, que no es la media de las velocidades de la onda de corte en cada estrato.

$$T_s = \frac{4 H}{V_s} \quad (2)$$

Tabla 3 Resultados del estudio de sismica de refracción.

Centro de Educación	V_s (m/s)	T_s (s)	Perfil CEC-2000
Benalcazar	511.36	0.27	S2
Sucre	248.92	0.23	S3
Fernández Madrid	402.04	0.16	S2
Espejo	362.78	0.26	S3

Se aprecia que los períodos de vibración de los suelos analizados son bastante bajos, luego no va a ver problema de amplificación de las ondas sísmicas en la estructura de las Piscinas ya que estas tiene períodos que están alrededor de los 0.5 seg., en el sentido transversal y en la estructura reforzada están alrededor del 1.0 seg., en sentido longitudinal.

Por otra parte, la prueba de Penetración Estándar se realizó cada metro de profundidad, encontrando el valor N (número de golpes) para los últimos 30 cm., de penetración, de acuerdo a la norma ASTM D-1586. Se utilizó un martillo de 65 kg., desde una altura de 0.76 m. Gavilanes (2011). En la figura 11 se aprecia la realización del ensayo SPT en el Colegio Sucre. Al fondo se aprecian dos bloques estructurales, a la derecha se tiene la cubierta de ingreso, la misma que se ha hundido con relación al bloque de aulas de 3 pisos; en la fotografía se observa que el hundimiento es del orden de los 10 cm.



Figura 11 Ensayo SPT realizado en Colegio Sucre en Septiembre de 2011. (Gavilanes, 2011)

A partir del valor de N se obtuvo la rigidez del suelo y la presión admisible del suelo tanto para cargas estáticas como para cargas dinámicas. Valores que sirven para el diseño de la cimentación.

En la tabla 4 se presenta el peso específico promedio del suelo γ , la altura h que es aquella en el cual la velocidad de la onda de corte disminuye con relación al que se tiene en la parte superior, el factor de impedancia I , hallado con la ecuación (3) y el contraste de impedancia α encontrado con la ecuación (4).

Tabla 4 Factores de Impedancia y Contraste de Impedancia

Centro Educativo	γ $\left(\frac{T}{m^3}\right)$	h (m.)	I	α
Sucre	1.68	2	25.18	2.16
Fernández Madrid	1.85	8	56.07	0.76
Benalcazar	1.63	4	30.84	1.07

$$I = \rho_0 V_0 \quad (3)$$

Donde ρ_0 es la densidad en el semi espacio donde se considera vulnerable el suelo ya sea porque tiene un valor muy bajo o por que la velocidad de la onda de corte en ese estrato V_0 es baja. De acuerdo al NEC-11 si el valor de $I \leq 0.5$, el suelo es muy malo, tipo F. Pero al margen de ello un suelo que tenga un estrato con factor de Impedancia bajo es vulnerable ante la acción de los sismos. En el estudio se considero vulnerable cuando el factor de impedancia $I \leq 10$.

$$\alpha = \frac{\rho_s V_s}{\rho_0 V_0} \quad (4)$$

Donde ρ_s es la densidad promedio del suelo que se halla en la parte superior al suelo considerado crítico; V_s es la velocidad de la onda de corte promedio, del suelo que se encuentra en la parte superior del crítico.

5 MATRIZ DE RIGIDEZ DE LOS PÓRTICOS

Tanto para el sentido transversal como para el sentido longitudinal se debe encontrar, en primer lugar, la matriz de rigidez de cada uno de los pórticos en coordenadas principales. Para ello se debe definir los nudos en los cuales se va a concentrar las masas; esta definición se la realiza en los lugares de intersección de los pórticos longitudinales y transversales que existen o que se vayan a crear para ser parte del sistema sismo resistente.

Una vez que se han definido los nudos en los que se van a concentrar las masas, se determina el número de grados de libertad de la estructura, 3 coordenadas por nudo, un desplazamiento horizontal, un vertical y un giro. Para estructuras formadas por vigas y columnas de hormigón armado los 3 grados de libertad es lo adecuado; para armaduras planas se debe trabajar con un modelo de 2 grados de libertad por nudo que son los desplazamientos horizontal y vertical pero en forma aproximada se puede trabajar con los mismos grados de libertad que los del pórtico plano. Aguiar (2004)

Hay dos formas de trabajar con la celosía de las armaduras, la primera encontrar la matriz de rigidez en coordenadas principales con todos los elementos, es una labor demasiado larga y demanda demasiado tiempo; la segunda es encontrar el momento de inercia y el área de una sección rectangular de sección constante que sea equivalente a la que tiene la estructura real.

En la fotografía de la parte superior de la figura 12, se presenta el pórtico transversal exterior de la estructura de la piscina del Fernández Madrid. La viga de la celosía de acero se ha dividido en cuatro tramos y en cada uno de ellos se encontró el área y momento de inercia equivalente de una viga rectangular equivalente en base a la geometría y armadura existente. Si se desea más exactitud se debe considerar más elementos en la discretización.

Luego de la fotografía se presenta el modelo de cálculo del pórtico, con los grados de libertad, los desplazamientos laterales del 1 al 5 son las *coordenadas principales* y las restantes del 6 al 24 son las *coordenadas secundarias*. Se ha numerado del 6 a 10 las coordenadas verticales, para el análisis sísmico en sentido vertical. En este caso las masas puntuales se han ubicado en el cordón superior de la viga transversal de la cubierta.

La matriz de rigidez de la estructura se obtiene, encontrando por separado la contribución del marco de acero, más la contribución de los elementos de hormigón y más la contribución de la mampostería; por este motivo, se presenta en la parte inferior de la figura 12 estos elementos estructurales con los grados de libertad de la estructura, tanto para los elementos de hormigón como para la mampostería que ha sido modelado como una diagonal equivalente. Paulay y Priestley (1992), cuyo ancho es igual a la longitud de la diagonal dividido para 4 y cuyo espesor es el ancho de la pared; es un modelo bastante conservador que ha sido acogido en la Norma de Albañilería de Perú E070.

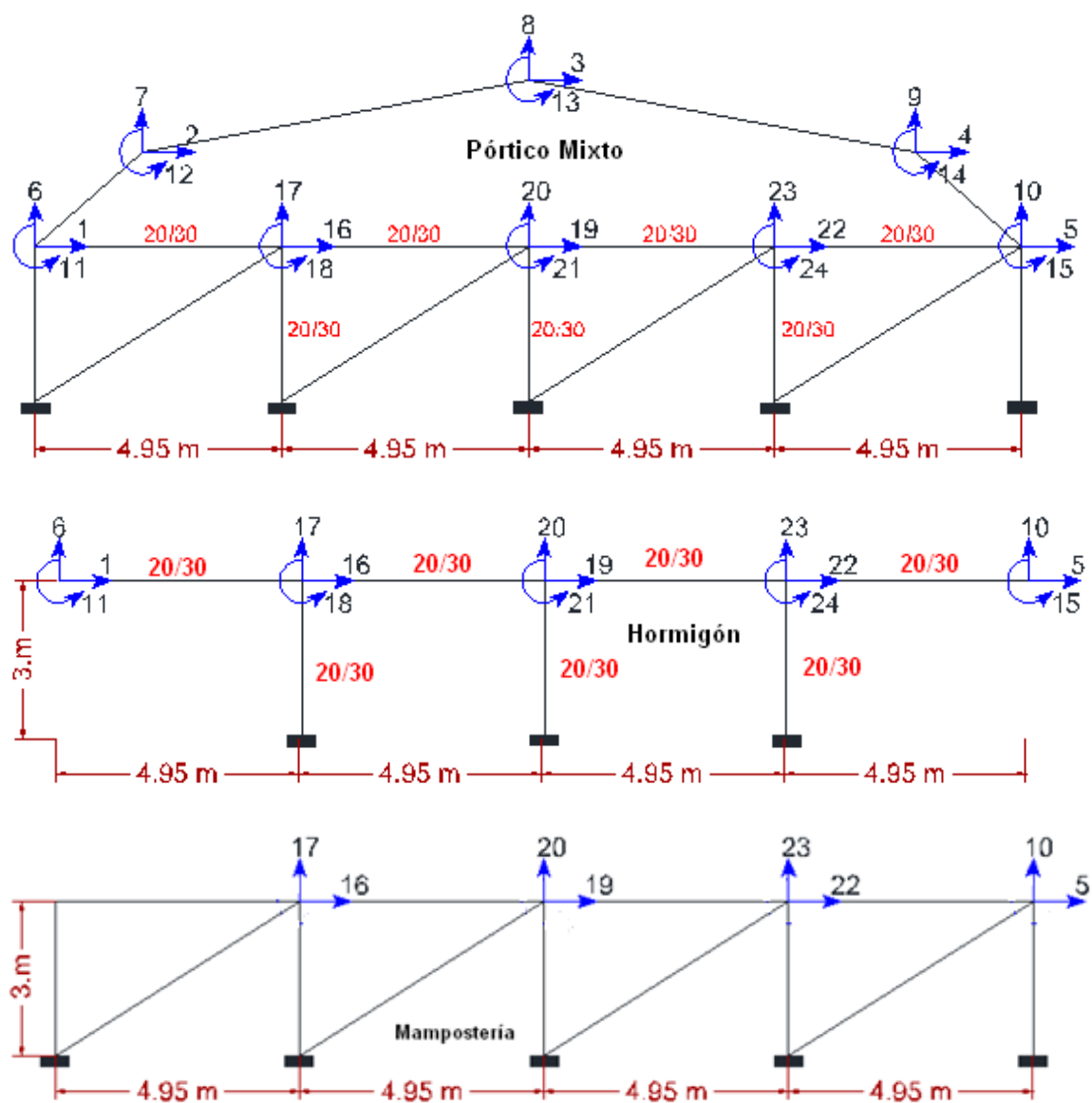


Figura 12 Pórtico transversal exterior de la Fachada que da a estructuras con Paraboloides.

122 Reforzamiento sísmico de estructuras de lámina delgada

La matriz de rigidez de un elemento, en coordenadas locales, de un pórtico plano es la siguiente.

$$k_2 = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad \text{SIMÉTRICA} \quad (5)$$

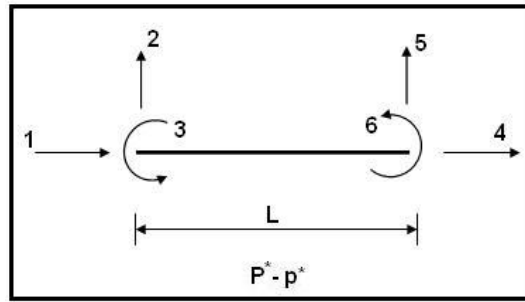


Figura 13 Coordenadas locales de un elemento.

Donde A es el área de la sección transversal; I es el momento de inercia; L es la longitud del elemento. Se ha denominado k_2 a la matriz de rigidez de un elemento en coordenadas locales; en la figura 13 se presenta el sistema de coordenadas locales. La matriz de paso T_{2-3} que permite encontrar la matriz de rigidez en coordenadas globales, es la siguiente. Aguiar (2004)

$$T_{2-3} = \begin{bmatrix} \cos\alpha & \sen\alpha & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sen\alpha & \cos\alpha & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos\alpha & \sen\alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sen\alpha & \cos\alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (6)$$

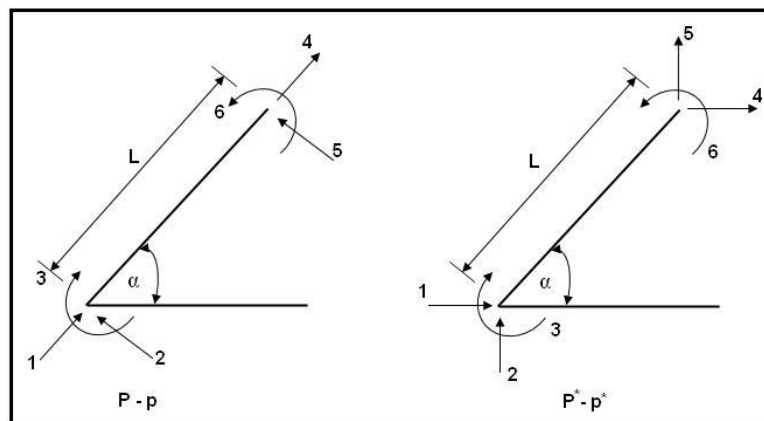


Figura 14 Coordenadas locales y globales de un elemento.

Donde α es el ángulo que forma el eje del elemento con el eje de las X, como se aprecia en la figura 14. El valor del ángulo α depende de la selección del nudo inicial y final de un elemento, es importante tener en cuenta lo expuesto ya que el valor del seno y coseno del ángulo α tienen signo de acuerdo al valor de α . La matriz de rigidez en coordenadas globales k_3 se halla con la siguiente ecuación.

$$k_3 = T_{2-3}^t k_2 T_{2-3} \quad (7)$$

El sistema de computación **CEINCI-LAB** desarrollado por Aguiar presenta programas en MATLAB que facilitan el cálculo de la matriz de rigidez de la estructura, por ensamblaje directo para elementos de hormigón armado, acero y mampostería, que son los que están presentes en el pórtico de la figura 12. Una breve descripción de estos programas se presenta a continuación.

- **krigidez** Este programa encuentra la matriz de rigidez de una estructura formada por vigas y columnas de hormigón armado, de sección constante. El programa llama a la subrutina **kmiembro** para encontrar la matriz de rigidez del elemento en coordenadas globales.
- **krigidez_acero** Sirve para encontrar la matriz de rigidez de una estructura formada por vigas y columnas de acero en los cuales se tiene determinado el área e inercia de la sección transversal. Este programa llama a la subrutina **kmiembro_acero** para encontrar la matriz de rigidez del elemento en coordenadas globales.
- **krigidez_mamposteria** Sirve para hallar la contribución a la matriz de rigidez de la mampostería, modelada como una diagonal equivalente. El programa llama a la subrutina **kmiembro_mamposteria** para encontrar la matriz de rigidez del elemento en coordenadas globales.

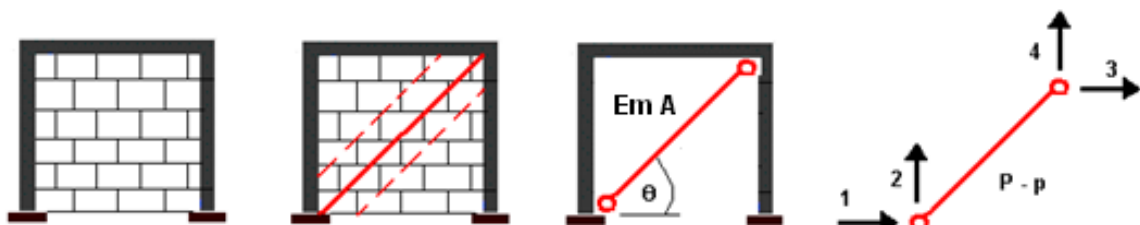


Figura 15 Modelo de la diagonal equivalente para la mampostería.

A la izquierda de la figura de 15, se presenta un pórtico con mampostería acoplada; en la segunda se aprecia el ancho equivalente a que se obtiene con el modelo de Paulay y

124 Reforzamiento sísmico de estructuras de lámina delgada

Priestley (1992); en la tercera se aprecia el modelo del puntal equivalente que tiene una rigidez axial $E_m A$. Siendo E_m el módulo de elasticidad de la mampostería; A es el área de la sección transversal de la diagonal equivalente. Finalmente se presenta el sistema de coordenadas globales, cuya matriz de rigidez de elemento es la siguiente.

$$k_3 = \frac{E_m A}{L} \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \cos \theta \sin \theta & -\cos^2 \theta & -\cos \theta \sin \theta \\ \cos \theta \sin \theta & \sin^2 \theta & -\cos \theta \sin \theta & -\sin^2 \theta \\ -\cos^2 \theta & -\cos \theta \sin \theta & \cos^2 \theta & \cos \theta \sin \theta \\ -\cos \theta \sin \theta & -\sin^2 \theta & \cos \theta \sin \theta & \sin^2 \theta \end{bmatrix} \quad (8)$$

Las variables todavía no identificadas son: L la longitud de la diagonal equivalente; θ es el ángulo que forma la diagonal con horizontal. El área de la sección transversal se encuentra multiplicando el ancho de la diagonal equivalente a por el espesor de la mampostería t .

La propuesta de Paulay y Priestley (1992), considera que el ancho de la diagonal equivalente $a = L/4$, donde L es la longitud de la diagonal. En Carrillo (2008) se encuentran una gran cantidad de modelos para definir la diagonal equivalente.

Retomando el ejemplo del pórtico indicado en la figura 12, una vez que se halla la matriz de rigidez de la estructura por ensamblaje directo, se condensa a las coordenadas principales. Lamar y Fortoul (2007), Aguiar (2004).

6 SISTEMA DE COMPUTACIÓN CEINCI-LAB

El sistema de computación **CEINCI-LAB** desarrollado por el autor de este artículo, está orientado a la docencia pero sirve también para resolver problemas de orden práctico como el reforzamiento de estructuras. En el apartado anterior se indicaron varios programas que se han utilizado para obtener la matriz de rigidez de un pórtico. Ahora en la figura 16 se presentan todos los programas utilizados para el reforzamiento de la estructura de la Piscina del Colegio Benalcazar.

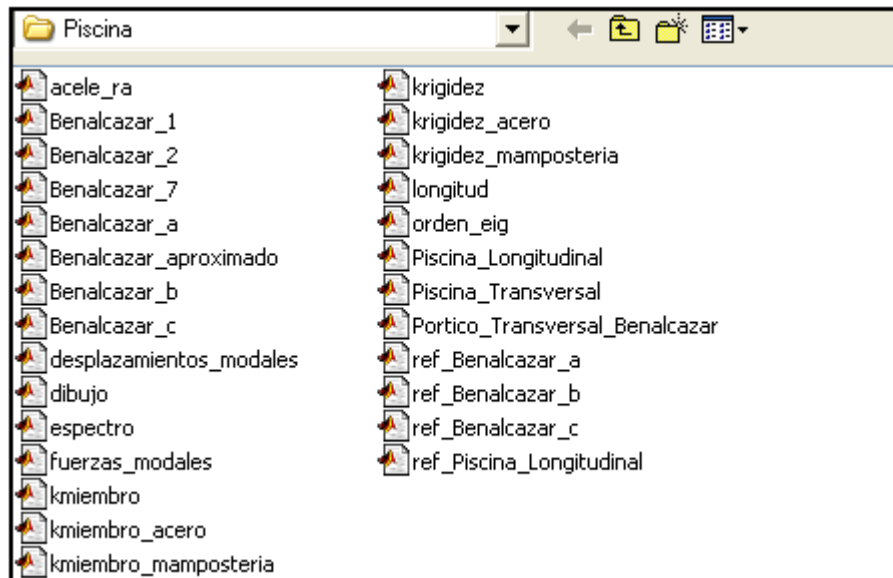


Figura 16 Programas de la Carpeta Piscina del sistema **CEINCI-LAB**

Los programas que empiezan con la palabra **Benalcazar** determinan la matriz de rigidez de los diferentes pórticos de la estructura, sin reforzamiento. Los programas que empiezan con **ref_Benalcazar**, encuentran la matriz de rigidez en coordenadas principales de algunos pórticos reforzados.

Los programas **Piscina_Longitudinal** y **Piscina_Transversal** realizan el análisis sísmico en sentido longitudinal y transversal, respectivamente, considerando un modelo de piso flexible, de la estructura sin reforzamiento. El programa **ref_Piscina_Longitudinal** realiza el análisis sísmico en sentido longitudinal, que es el crítico de la estructura reforzada.

Los programas que todavía no se han descrito y tienen un carácter general, como los indicados en el apartado anterior, son:

- **acele_ra** Encuentra las aceleraciones espectrales para cada período de vibración.
- **desplazamientos_modales** Determina los desplazamiento en cada modo de vibración y aplica el criterio de combinación de la Norma Técnica de Perú 2003, para hallar los desplazamientos totales. Uno de los datos para usar este programa es el vector que contiene los factores de participación modal, que el usuario debe encontrarlo. El criterio de la Norma Técnica de Perú 2003, combina el 25% del Criterio del Valor Absoluto más el 75% del Criterio del Valor Máximo Probable.
- **dibujo** Este programa dibuja los pórticos, es muy útil ya que ayuda a visualizar si se han ingresado bien los datos.
- **espectro** Encuentra el Espectro Elástico e Inelástico del CEC-2000. Primero se utiliza este programa y posteriormente el programa **acele_ra**.
- **fuerzas_modales** Determina las fuerzas en cada modo de vibración y las fuerzas resultantes aplicando el criterio de la Norma Técnica de Perú 2003.
- **orden_eig** Obtiene los Períodos ordenados de mayor a menor, los modos de vibración y las frecuencias naturales de vibración.

7 ANÁLISIS SÍSMICO CON MASAS PUNTUALES

Con el propósito de ilustrar la forma como se realizó el análisis sísmico, en la figura 17 se presenta el modelo de cálculo de una estructura de acero conformada por 6 columnas, a pesar de que son tan pocos elementos, en la figura 18 se observa que el sistema tiene 18 grados de libertad, los mismos que se han numerado primero todos los desplazamientos en sentido transversal, luego en sentido longitudinal y finalmente en sentido vertical, de esta forma se puede realizar el análisis sísmico para las tres componentes de movimiento del suelo.

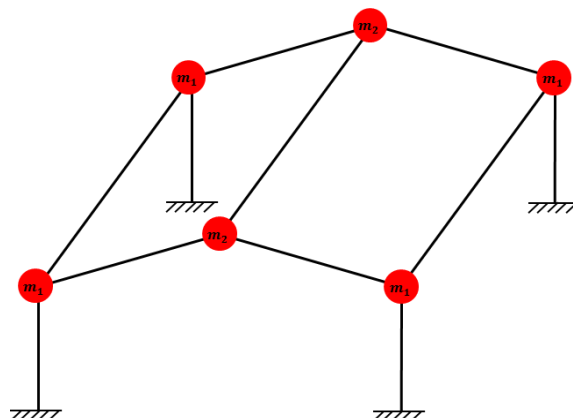


Figura 17 Modelo de masas puntuales de una cubierta.

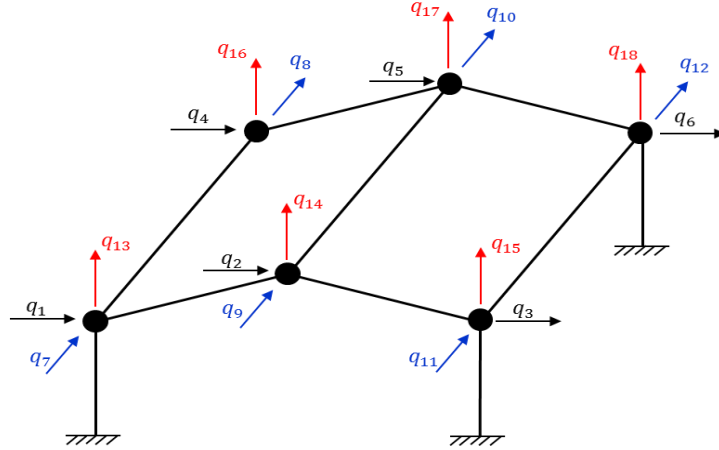


Figura 18 Grados de libertad considerados en el modelo.

La matriz de masas se halla evaluando la energía cinética, T_c de la estructura, sin considerar el momento de inercia de las masas.

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{HT} & & \\ & \mathbf{M}_{HL} & \\ & & \mathbf{M}_V \end{bmatrix} \quad (9)$$

Donde \mathbf{M}_{HT} es la matriz de masas para cuando solo se considera sismo en dirección transversal; \mathbf{M}_{HL} es la matriz de masas para cuando solo se considera la acción sísmica en sentido longitudinal; \mathbf{M}_V es la matriz de masas para cuando el sismo actúa en sentido vertical. Estas matrices valen.

$$\mathbf{M}_{HT} = \mathbf{M}_V = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & \\ & m_2 & & & & \\ & & m_1 & & & \\ & & & m_1 & & \\ & & & & m_2 & \\ & & & & & m_1 \end{bmatrix} \quad \mathbf{M}_{HL} = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & \\ & m_1 & & & & \\ & & m_2 & & & \\ & & & m_2 & & \\ & & & & m_1 & \\ & & & & & m_1 \end{bmatrix} \quad (10)$$

La matriz de rigidez tiene una forma similar y vale.

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{HT} & & \\ & \mathbf{K}_{HL} & \\ & & \mathbf{K}_V \end{bmatrix} \quad (11)$$

Donde \mathbf{K}_{HT} , \mathbf{K}_{HL} , \mathbf{K}_V , son las matrices de rigidez asociadas a las coordenadas: transversales, longitudinales y verticales, respectivamente. Estas matrices se obtienen con los vectores de colocación los mismos que están compuestos por los grados de libertad indicados en la figura 18. Así por ejemplo, para hallar \mathbf{K}_{HT} los vectores de colocación para el pórtico transversal primero son [1 2 3] y para el segundo pórtico transversal son [4 5 6]; de tal manera que se encuentran las matrices de rigidez de los pórticos transversales en coordenadas principales y se ubican en la diagonal de \mathbf{K}_{HT} ; es un modelo aproximado ya que no se considera el acoplamiento de los pórticos longitudinales (igual sucede cuando se analiza con un modelo de Piso Rígido).

Una vez definidas las matrices de rigidez y de masas se procede a aplicar el Método de Superposición modal, descrito en cualquier libro de Análisis Sísmico de Estructuras. Aguiar

(2008). El uso de la librería de programas de **CEINCI-LAB** ayuda notablemente en esta tarea.

8 REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE CASA DE FIBROLIT

La casa con paredes de Fibrolit se decidió presentarla en este artículo ya que permite detallar el cálculo, sin embargo de ello se tiene un considerable número de grados de libertad. En la parte superior izquierda de la figura 19, se presenta el pórtico transversal de la vivienda; a la derecha se muestra el modelo de análisis en el que se concentran las masas en tres puntos de la cubierta, los mismos que se han numerado con los números 1 a 3.

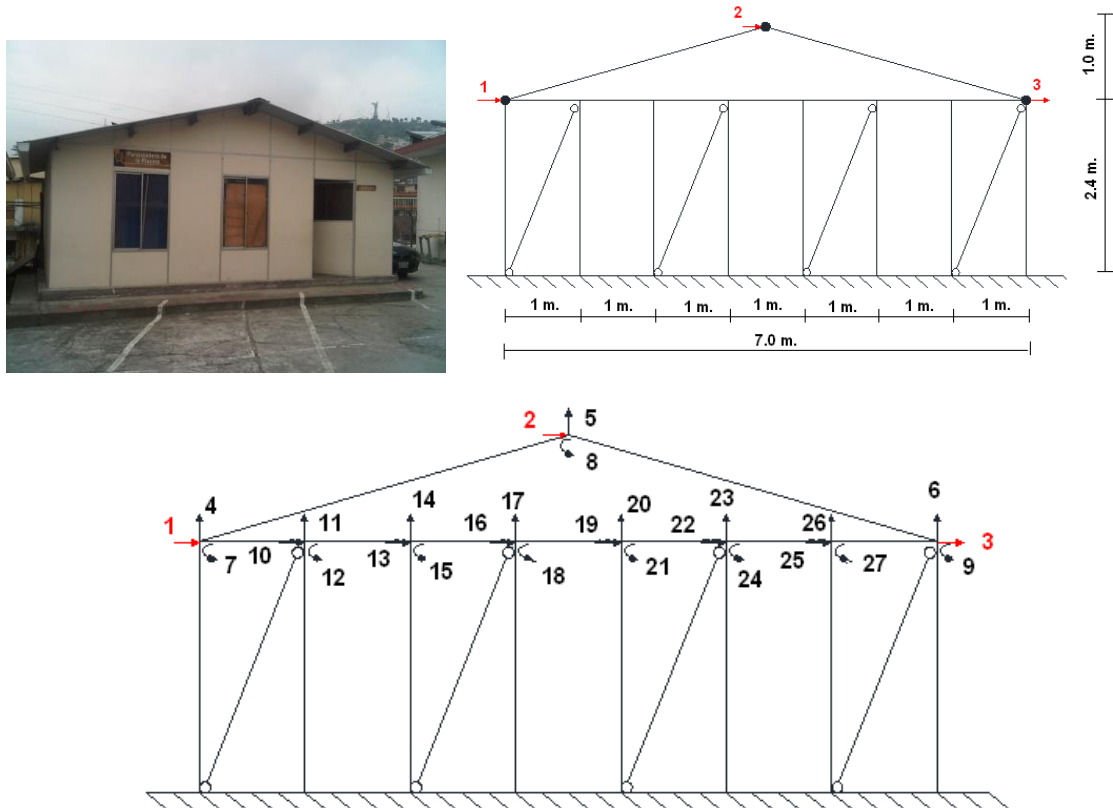


Figura 19 Análisis del Pórtico Transversal

Los tableros de Fibrolit se encuentran en un marco de aluminio en forma de C de 38/20/1 mm. Estos marcos se constituyen en las columnas y vigas del pórtico en sentido transversal. La viga horizontal está compuesta por una doble C. El módulo de elasticidad del aluminio es $E_a = 7000 \frac{T}{m^2}$. Donde existe una ventana o puerta no se considera la contribución del Fibrolit, en los restantes vanos se ha modelado como una diagonal equivalente. En la parte inferior de la figura 19 se presentan todos los grados de libertad del modelo, incluyendo las coordenadas principales que van del 1 al 3.

En la figura 17 se presenta el modelo de masas puntuales utilizado para el análisis sísmico ante las tres componentes de movimiento del suelo. La masa $m_1 = 0.0171 \frac{T s^2}{m}$ y la masa $m_2 = 0.034 \frac{T s^2}{m}$.

Se realiza el análisis sísmico considerando cada uno de los movimientos del suelo por separado, así para cuando actúa el sismo en sentido transversal los grados de libertad son los indicados en la figura 20. (En la figura 18 se presentan todos los grados de libertad).

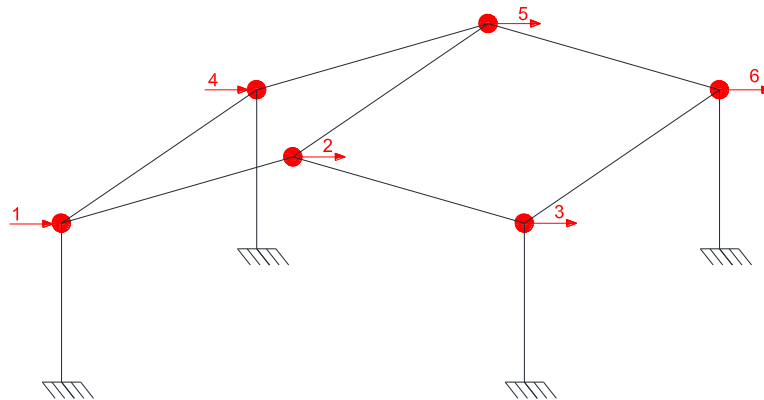


Figura 20 Grados de libertad para movimiento en sentido transversal.

El período de vibración, asociado al primer modo es demasiado alto $T = 3.65$ s., en sentido transversal y el desplazamiento lateral máximo que se espera en el cumbrero ante el sismo del CEC-2000, es 92.43 cm. En el sentido longitudinal el comportamiento sísmico es más crítico aún. En la figura 21 se presentan los dos primeros modos de vibración, en sentido transversal.

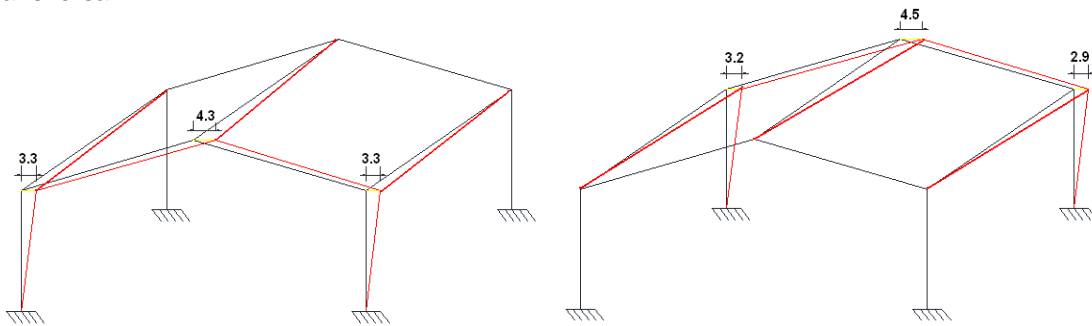


Figura 21 Primer y segundo modo de vibración.

Para solucionar el problema sísmico, tanto en sentido longitudinal como transversal se propone la colocación de un sistema de columnas tubulares de acero de lámina delgada, perfiles doble "G" de 100/50/15/3 mm., ubicadas en las 4 esquinas de la estructura y dos más en la parte frontal y posterior como se observa, a la izquierda de la figura 22 pero todas estas columnas deben estar bajo las vigas (correas) "G" de la cubierta, arrancando de piso a techo y van en la parte interior de la casa de tal manera que por fuera se mantiene la misma fachada arquitectónica.

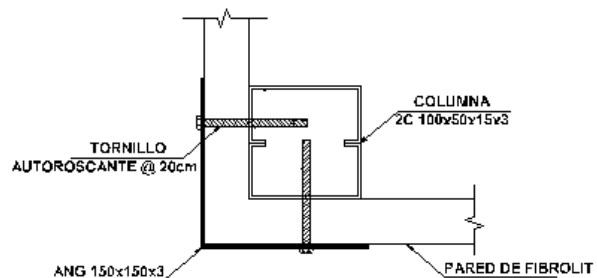


Figura 23 Reforzamiento propuesto en la parte interior de la casa.

Adicionalmente se colocará también una viga doble G de 100/50/15/3 mm., como se observa en la fotografía de la figura 22 que le da un mejor comportamiento sísmico a la estructura y sirve además para conferir mayor estabilidad a las paredes de Fibrolit.

A la derecha de la figura 22 se muestra la forma como se va a sujetar las paredes de Fibrolit a estas columnas mediante la colocación de ángulos de 150/150/3 mm., colocados en la parte exterior de la casa y tornillos autoroscantes @ 20 cm. En lugar de un perfil doble G se puede utilizar un perfil tubular de 100 mm., de lado y 3 mm., de espesor.

En la estructura reforzada el período de vibración en sentido transversal es 0.42 seg.; en sentido longitudinal es 0.24 seg. El desplazamiento máximo esperado en sentido transversal es 3.57 cm., en sentido longitudinal es 1.03 cm. Cantidades sumamente bajas que garantizan un buen desempeño sísmico.

Se destaca que con el reforzamiento propuesto se cambió el modelo matemático, ya no se tienen 6 masas puntuales sino 8. En la figura 23 se presenta el nuevo modelo con los grados de libertad para el análisis sísmico en sentido vertical. Se destaca que con este modelo se obtuvo los desplazamientos indicados en el párrafo anterior.

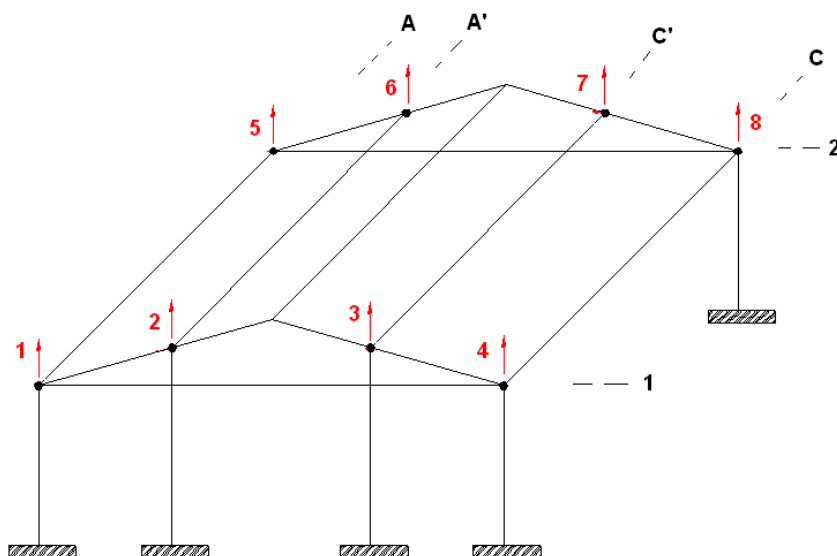


Figura 23 Grados de libertad para análisis sísmico en sentido vertical.

Por considerarlo de interés en la tabla 5 se presentan los vectores de colocación con los cuales se halla la matriz de rigidez, para el análisis sísmico en sentido vertical, considerando los grados de libertad indicados en la figura 23.

Tabla 5 Vectores de colocación para sismo en dirección vertical.

Pórtico	Vector de Colocación
1	$VC = [1 \ 2 \ 3 \ 4]$
2	$VC = [5 \ 6 \ 7 \ 8]$
A	$VC = [1 \ 5]$
A'	$VC = [2 \ 6]$
C'	$VC = [3 \ 7]$
C	$VC = [4 \ 8]$

El período de vibración, en sentido vertical es 0.007 seg., y el desplazamiento máximo

130 Reforzamiento sísmico de estructuras de lámina delgada

vertical es 0.006 mm. Cantidades sumamente bajas. Por lo tanto no habrá problema con la componente vertical de movimiento del suelo.

La cimentación de las 8 columnas tubulares de 100/100/3 mm., que se van a colocar son unos cubos de hormigón ciclópeo de 60 cm., de lado que tienen hierros de anclaje para la placa de acero de 15 cm., de lado que va en la base de las columnas. Existe dos alternativas para la cimentación la una es que los plintos estén sobre el piso y la otra que se haga una excavación y vayan perdidos en el suelo; la primera opción es más fácil construirlo pero se pierde espacio por la presencia de los cubos.

Tabla 6 Costo del reforzamiento de Vivienda con Fibrolit

RUBRO	UND.	CANTIDAD	P. UNIT	TOTAL
Estructura Metalica Acero A36	Kg	409,90	s/. 2,90	s/. 1.188,71
Hormigon Ciclopeo para base de columnas	m3	1,73	s/. 62,63	s/. 108,22
Acero de refuerzo 8a 32 [mm]. para elementos estructurales,	Kg	21,12	s/. 1,83	s/. 38,65
Replanteo hormigón simple f'c 140 [kg/cm2] para muros, muretes y vigas de cimentación	m3	0,14	s/. 95,90	s/. 13,81
				s/. 1.349,39

El costo del reforzamiento de la casa con paredes de Fibrolit es de 1349.39 dólares, de acuerdo al desglose de precios presentado en la tabla 6. La casa tiene 35 m² de construcción; se estima que el metro cuadrado de construcción es de 400 dólares. Por lo tanto el precio de la casa es de 14000 dólares y el valor del reforzamiento representa el 9.64% del valor de la casa.

9 REFORZAMIENTO DE LABORATORIO CON ACERO DE LÁMINA DELGADA

En la parte superior derecha de la figura 3 se presenta la estructura de acero de lámina delgada que se va a tratar en el presente apartado. A la izquierda de la figura 4 se muestra una fotografía del pórtico transversal exterior, que corresponde al pórtico 1, el último pórtico que es el 5 es similar, los interiores del 2 al 4 no tienen mampostería.

En la parte superior izquierda de la figura 24 se presenta el pórtico 1, en la parte derecha se indican los perfiles utilizados, las columnas son doble G de 100/50/15/2 mm., con el contrafuerte hacia afuera; las vigas son de las dimensiones pero el contrafuerte es hacia adentro y el tensor, horizontal es un perfil C de 100/50/2 mm. En la parte central de la figura 24 se muestran los perfiles utilizados.

En la parte inferior se presenta con un círculo, las masas concentradas y las coordenadas principales que van del 1 al 3; el pórtico tiene 15 grados de libertad, de ellos 3 son coordenadas principales y 12 coordenadas secundarias. La diagonal representa a la mampostería de 15 cm., de ancho.

En la figura 25 se presenta el modelo de análisis sísmico en sentido transversal; el período de vibración asociado al modo 1, es 0.35 seg.; el desplazamiento lateral máximo es de 1.28 cm., ante el sismo de CEC-2000 y la deriva global es 0.46%. Cantidades bajas por lo que la estructura tiene buen comportamiento sísmico en sentido transversal. El mal comportamiento sísmico se presenta en el sentido longitudinal.

En la parte superior de la figura 26 se aprecia el pórtico longitudinal exterior; en la parte central se muestran los perfiles utilizados, las columnas de lámina delgada ya fueron descritas, falta únicamente indicar que la correa tipo C es de 100/50/2 mm. En la parte inferior de la figura 26 se presentan los grados de libertad, nuevamente las masas puntuales se han concentrado en los nudos; se tienen 15 grados de libertad, de los cuales 5 son coordenadas principales y 10 coordenadas secundarias.

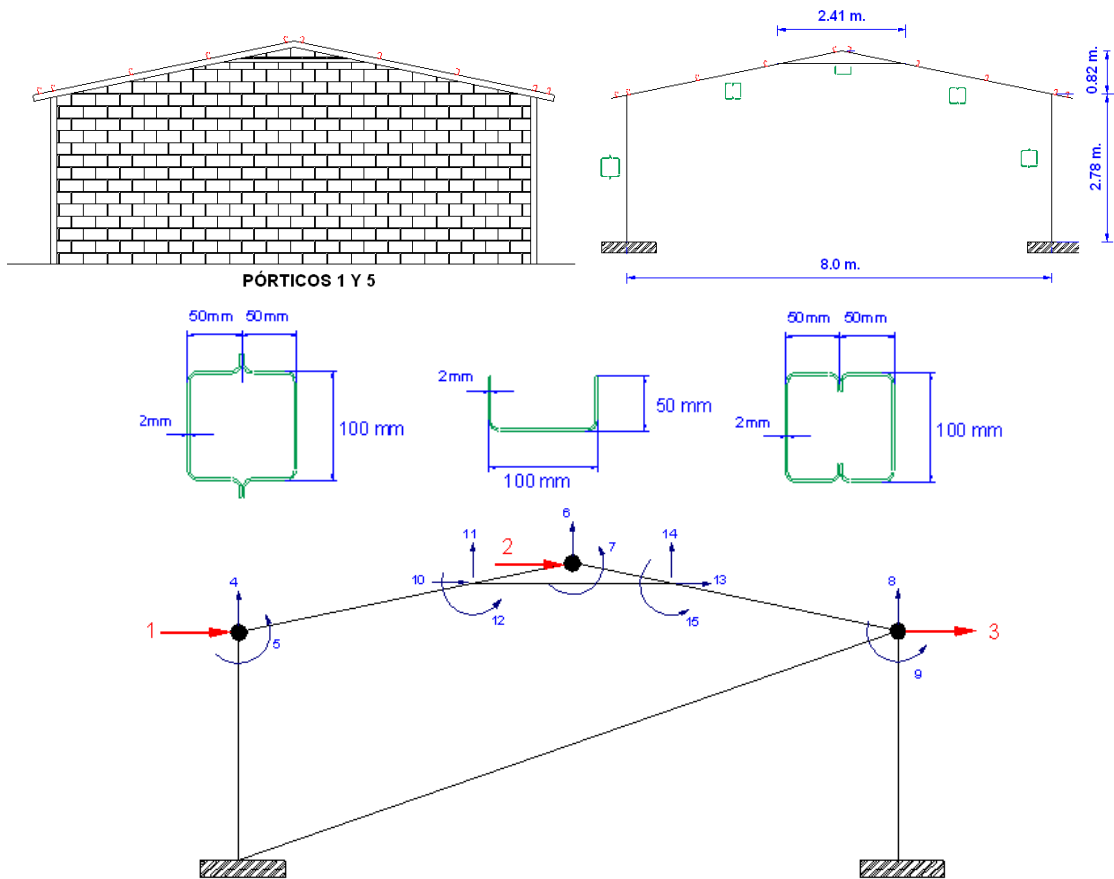


Figura 24 Pórtico transversal exterior, materiales y modelo de cálculo.

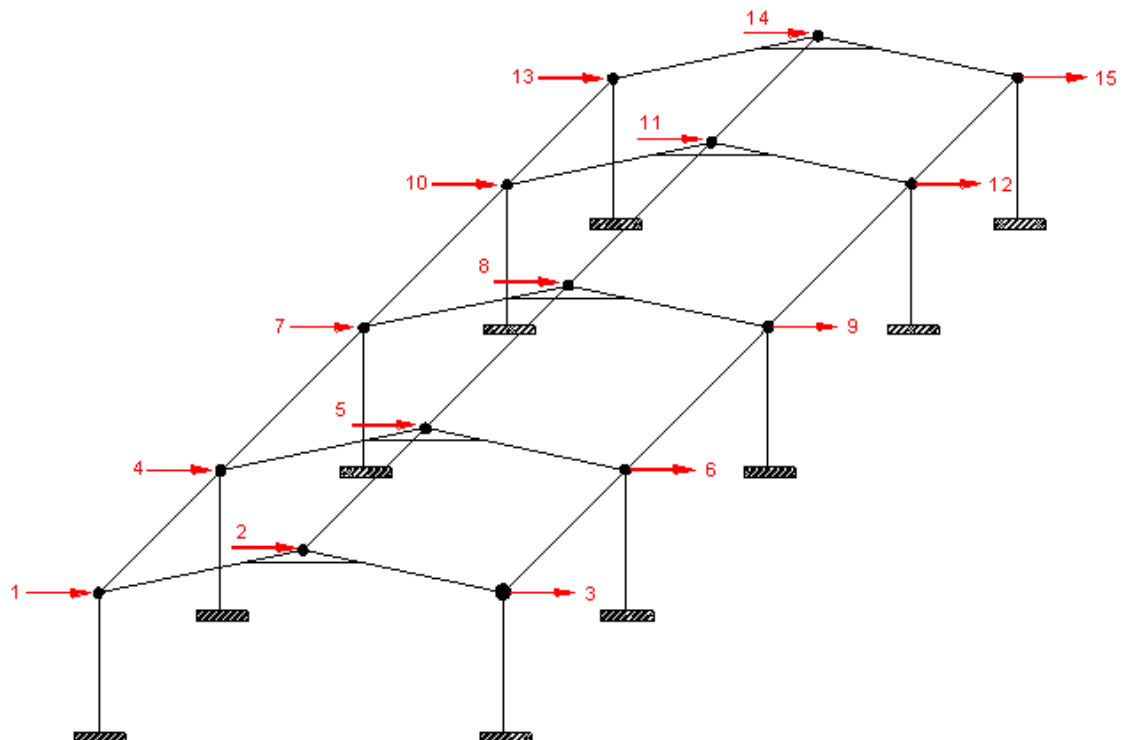


Figura 25 Modelo de piso flexible y grados de libertad para sismo en sentido transversal.

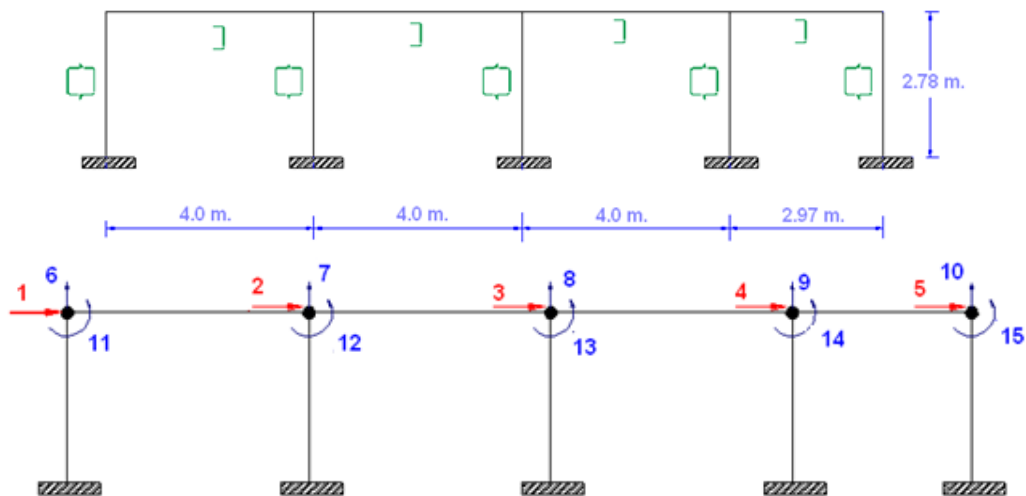


Figura 26 Pórtico exterior en sentido longitudinal.

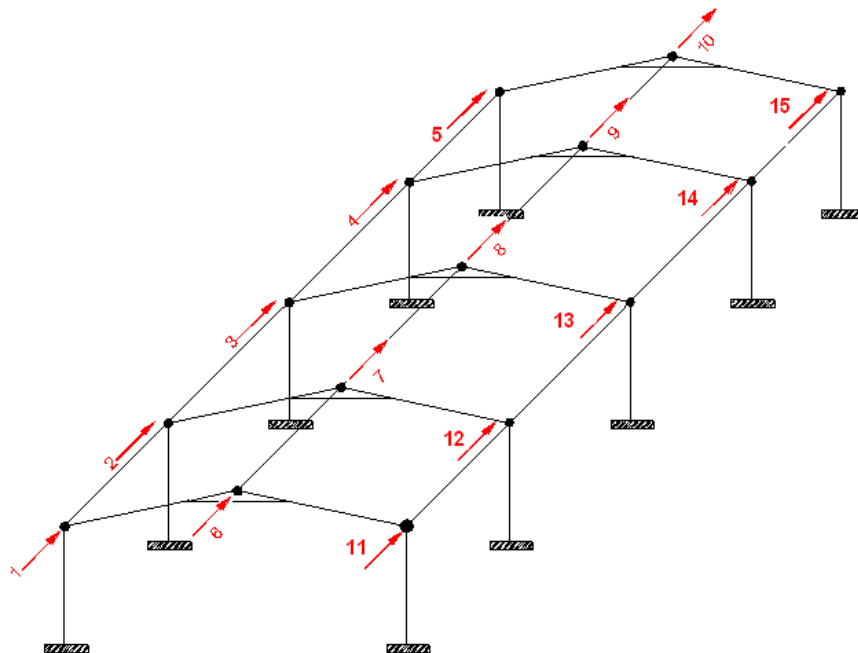


Figura 27 Grados de libertad para el análisis sísmico en sentido longitudinal.

La estructura es muy flexible en sentido longitudinal debido a que existen solo 2 pórticos (los exteriores), que se aprecian en la figura 27. El pórtico del cumbrero no tiene columnas, solo hay una doble C como correas, de las mismas dimensiones de las exteriores.



Figura 28 Estructura de lámina delgada reforzada con 3 columnas en pórticos transversales.

Se planteó dos formas de reforzamiento, la primera que consiste en colocar columnas de acero de lámina delgada, tubulares de 150/150 mm., y de 2 mm., de espesor rellenas con hormigón en el pórtico del cumbrero; con esta opción se pierde la luz libre que tiene actualmente el laboratorio.

En la segunda opción se colocan 3 columnas tubulares en los pórticos transversales exteriores de 150/150 mm., y de 2 mm., de espesor rellenas de hormigón como se indican en la figura 28. A más de ello todas las correas deben ser doble C, es decir se debe incrementar una correa más de las mismas dimensiones de las existentes. Con esta opción se mantiene el laboratorio sin ninguna columna interior.

Con la segunda opción el período de vibración en sentido longitudinal es 0.69 seg. El desplazamiento lateral máximo es 4.45 cm., y la deriva global es 1.39 %. Con la otra alternativa se tuvo una menor deriva global pero en cambio implica tener columnas en medio del salón.

Una variable fundamental a tomar en cuenta en el reforzamiento es el peso ya que si por hacer más segura la estructura de acero se le confiere mayor peso, se incrementa la vulnerabilidad sísmica de la estructura de H.A., que existe en el piso inferior. Dicho sea de paso está estructura también debe ser reforzada.

10 REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURA DE PISCINA DE FERNÁNDEZ MADRID

En la parte central de la figura 3 se presenta la fachada transversal de la Piscina del Colegio Fernández Madrid, se aprecia que las columnas de H.A., que tienen una altura de 3.0 m., y que son de 20/30 cm., no llegan hasta el tope de la cubierta; esto también sucede en la Piscina del Colegio Benalcazar.

Para el Colegio Fernández Madrid, el reforzamiento consiste en encamisar las columnas de H.A., debido a que se necesita tener mayor rigidez en el sentido longitudinal y que lleguen al tope de la cubierta como se ilustra en la figura 29. Por facilidades constructivas del encamisado la dimensión final de las columnas será de 40/50 cm., es decir se incrementa la sección transversal en 10 cm., a cada lado y se mantiene la forma que tiene.

En el sentido transversal, la estructura es bastante rígida tiene un período de 0.28 seg., asociado al primer modo de vibración, un desplazamiento lateral máximo de 0.41 cm., y una

134 Reforzamiento sísmico de estructuras de lámina delgada

deriva global de 0.06 %.



Figura 29 Encamisado e incremento de longitud en columnas de H.A., en F. Madrid.

A continuación se describe el cálculo para el sentido longitudinal en la estructura reforzada. En la parte superior de la figura 30 se presenta la fachada en sentido longitudinal y en la parte inferior su modelo de análisis sísmico; las coordenadas principales son del 1 al 7 y las restantes son las coordenadas secundarias, del 8 al 21. Las diagonales, representa a la mampostería que tiene 20 cm., de espesor.

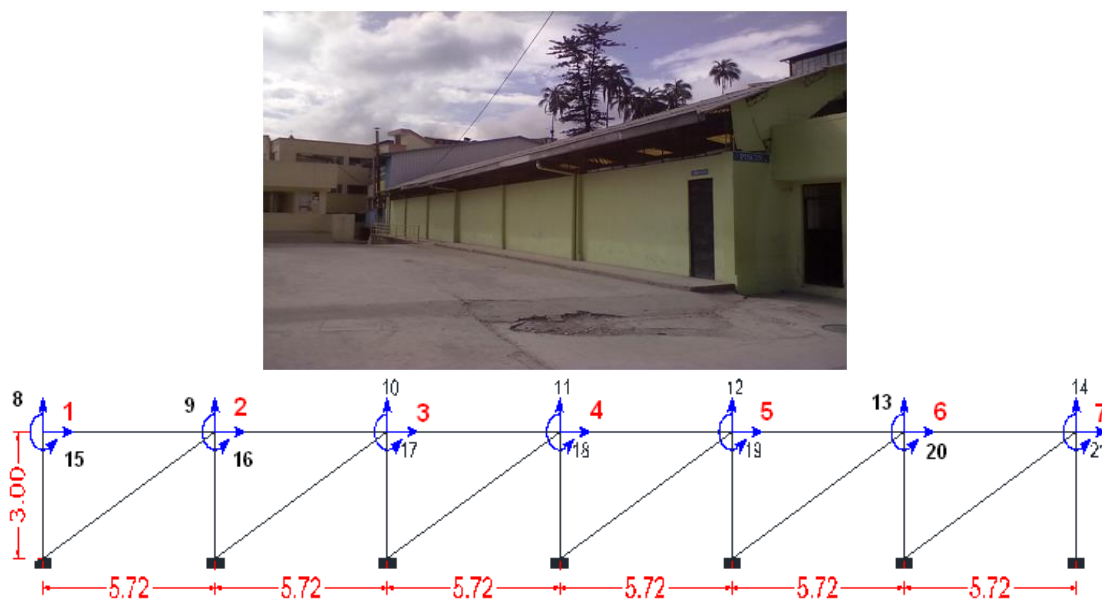


Figura 30 Pórtico Longitudinal exterior

En la parte superior de la figura 31 se presentan los pórticos en sentido transversal y con rojo se indican las columnas de 50/40 cm., de un solo pórtico en sentido longitudinal, hay dos pórticos más similares. En la parte inferior de la figura 31 se ve que el pórtico tiene una luz de 34.32 m. (5.72 x 6). Cada 5.72 m., existe un pórtico transversal por ese motivo es que se concentró las masas en dicho punto y es así como se tiene 7 coordenadas principales que van del 1 al 7, las restantes son coordenadas secundarias.

Existe otro pórtico (simétrico) similar al indicado en la figura 31 y un pórtico central que tiene mayor altura de columna. (cumbreiro).

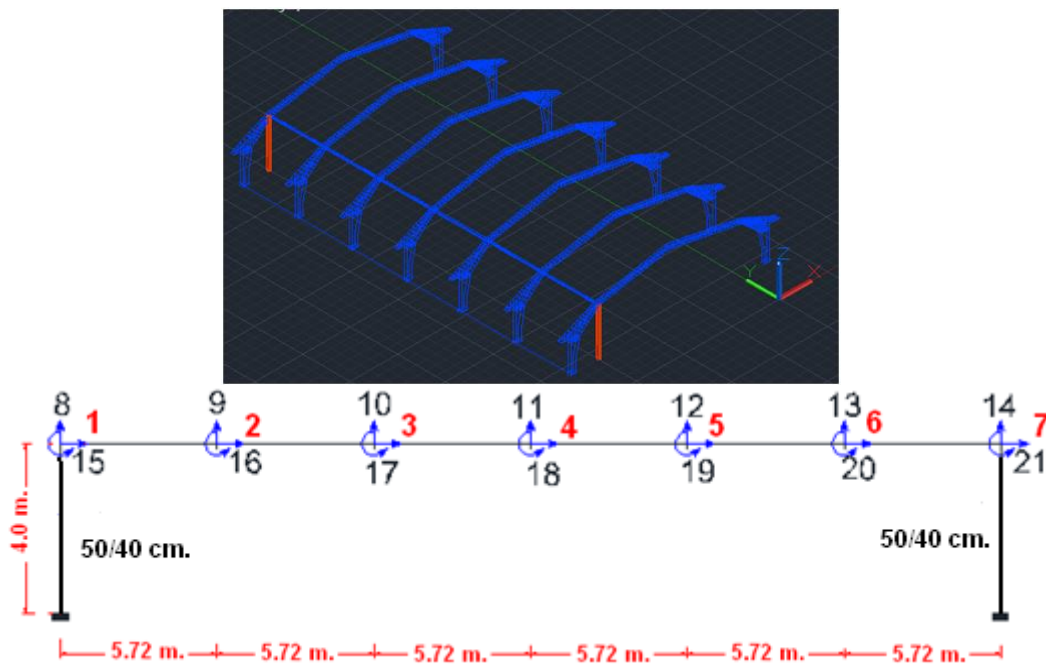


Figura 31 Modelo de cálculo de pórtico interior en sentido longitudinal.

La estructura reforzada tiene un período de vibración en el sentido longitudinal de 0.72 seg., en el primer modo de vibración, un desplazamiento lateral máximo de 4.89 cm., y una deriva global de 0.81%.

Por lo tanto, únicamente con el encamisado de las 3 columnas interiores de H.A., de los pórticos transversales exteriores y con el incremento de la longitud hasta el tope de la cubierta se soluciona el problema sísmico de la estructura de la Piscina del Colegio Fernández Madrid.

11 REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURA DE PISCINA DE COLEGIO BENALCAZAR

En la figura 32 se presenta la geometría de la estructura de la piscina del Colegio Benalcazar, correspondiente a la estructura reforzada ya que se ha incrementado la longitud de las columnas de H.A., de los pórticos B, C, D, E. Además se van a encamisar estas columnas que tienen una sección de 20/20 cm., y pasarán a ser de 40/40 cm. En el sentido transversal se tiene una longitud de 22.90 m., y en el sentido perpendicular la longitud es de 32.40 m.

En el sentido transversal, la estructura tiene un período de 0.46 seg., un desplazamiento lateral máximo de 1.95 cm., y una deriva global de 0.28%. Nuevamente, lo crítico es en el sentido longitudinal por este motivo es que se subió y encamisó las columnas, a más de esto se colocará en todas las correas un perfil G de 200/100/50/3 mm., de tal manera de tener 2 perfiles G en las correas.

En los pórticos exteriores en sentido longitudinal, en la mitad de cada vano de 5.40 m., de longitud existe una columna de hormigón armado pero que no forma pórtico en sentido transversal, como se observa en la fotografía de la derecha de la figura 6. Estas columnas de 20/20 cm., sirven para confinar la mampostería, de igual manera existen una vigas transversales para este fin de las mismas dimensiones 20/20 cm. La viga superior del pórtico

En la parte superior de la figura 33 se presenta el modelo de cálculo; con un rectángulo en la parte inferior se ha identificado a las columnas de acero. En la parte inferior se presenta la numeración de los grados de libertad. Nótese como se han numerado las coordenadas

principales que van del 1 al 7, la numeración se tiene solamente en los pórticos de acero.

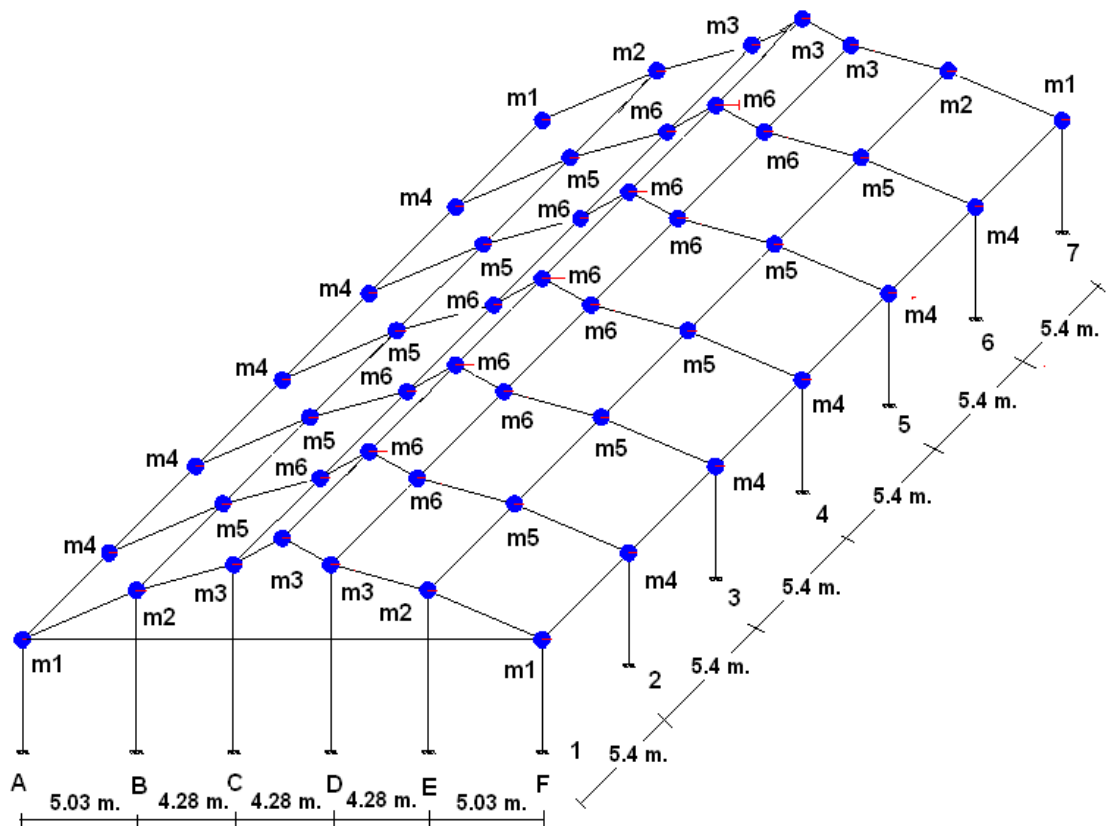


Figura 32 Modelo de análisis sísmico de la estructura de piscina del Colegio Benalcazar.

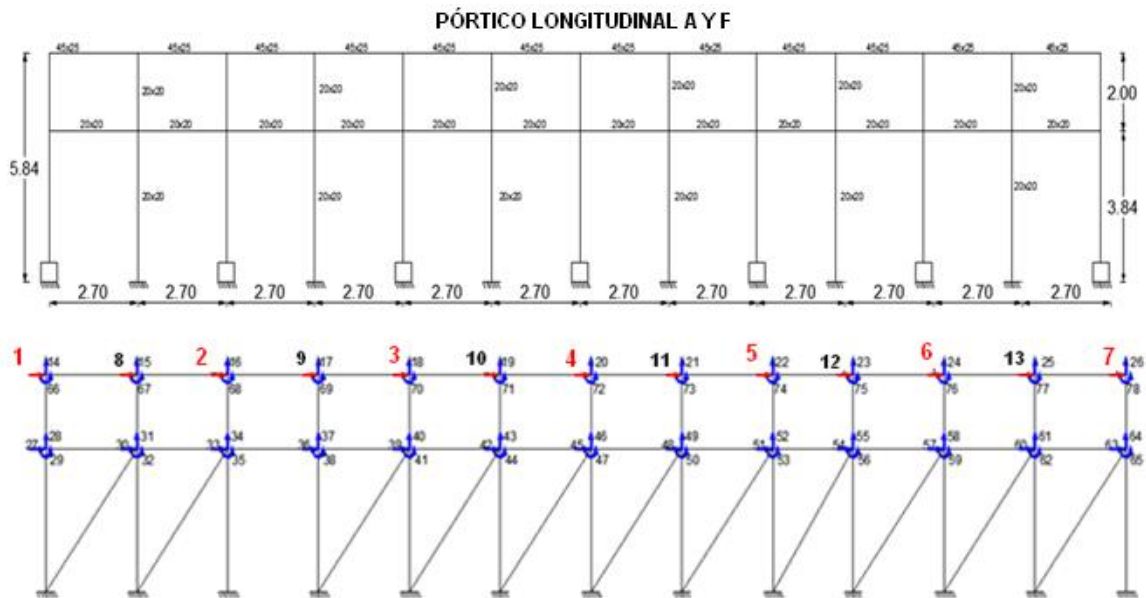


Figura 33 Modelo de cálculo de los pórticos exteriores longitudinales.

El período de vibración en sentido longitudinal, en la estructura reforzada es 1.33 seg.; el desplazamiento lateral máximo es 6.82 cm., y la deriva global es 0.97%. Se mejora

notablemente el comportamiento sísmico.

12 REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURA DE PISCINA DE COLEGIO SUCRE

En la figura 34 se presenta una vista en planta de la estructura de la piscina del Colegio Sucre que tiene una longitud de 14.28 m., en sentido transversal y 19.20 m., en sentido longitudinal. Las columnas interiores de los pórticos 1 y 5 son de 20/30 si llegan a la cubierta pero la sección transversal es insuficiente por lo que se procede a encamisar para que sean de 40/50 cm.

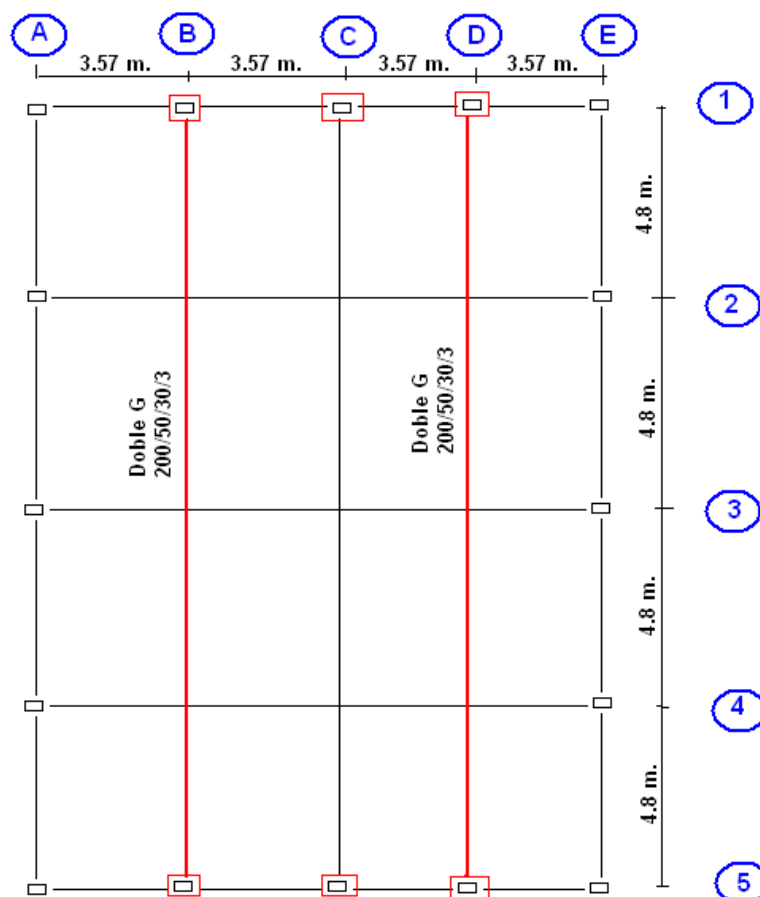


Figura 34 Vista en planta de la estructura reforzada de la Piscina del Colegio Sucre.

Se encamisan 3 columnas en el pórtico 1 y 3 en el pórtico 5. Pero además se debe colocar otra correa G de 200/50/30/3, de tal manera que se tenga doble G, como lo ilustra la figura 34. Se destaca que en el eje C, que corresponde al pórtico del cumbrero, si se tiene una doble G.

El período de vibración en sentido transversal de la estructura reforzada es 0.49 seg.; el desplazamiento lateral máximo esperado es 1.72 cm., y la deriva global es 0.43%. En sentido longitudinal el período de vibración es 0.59 seg.; el desplazamiento lateral 3.74 cm., y la deriva global es 0.94%.

13 COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

En varias ciudades con alta peligrosidad sísmica, existen estructuras similares a las que se han presentado en este artículo, que son muy rígidas en sentido transversal donde

tienen que cubrir una gran luz y muy flexibles en sentido longitudinal como se ha visto en el estudio.

En las estructuras de 2 de las Piscinas que se han analizado en este artículo se ha visto que existen pórticos transversales en sus extremos con columnas de hormigón armado en la parte interior que no llegan al tope de la cubierta. Esta es una mala práctica constructiva.

En el reforzamiento de las estructuras de las piscinas se propone algo muy sencillo que no a demandar costo y consiste en incrementar la longitud de las columnas interiores, de los pórticos transversales exteriores, hasta llegar a las vigas de la cubierta e incrementar la sección de las mismas, mediante un encamisado. Se complementa el reforzamiento, en algunas estructuras, con la colocación de una correa de dimensiones similares a las existentes para que en lugar de tener un C o una G se tengas 2C o 2G, De esta forma se da mayor rigidez en el sentido longitudinal.

Se decidió publicar este artículo por que todavía se continúa construyendo estructuras similares a las aquí presentadas, que son muy seguras sísmicamente en el sentido transversal pero extremadamente vulnerables en el sentido longitudinal; se espera que en los nuevos proyectos se incorpore columnas interiores de hormigón armado, de menores dimensiones, en los pórticos exteriores y que lleguen hasta las vigas de la cubierta. En los reforzamientos propuestos las dimensiones y forma de las columnas obedecen más al hecho de que se va a encamisar columnas existentes.

Si por motivos arquitectónicos y de funcionamiento los pórticos transversales deben ser completamente libres se debe pensar en la colocación de disipadores de energía en la cubierta pero seguir construyendo solo con correas en sentido longitudinal es desconocer el problema sísmico y en el Quito desconocer que bajo la ciudad existen fallas ciegas que están activas. Existe una gran cantidad de disipadores de energía que pueden ser construidos localmente.

REFERENCIAS

1. Abrahamson N., Silva W., (2008), "Summary of the Abrahamson & Silva NGA Ground-Motion relations", *Earthquake Spectra, EERI*, **24 (1)**, 67-97.
2. Aguiar R., (2011), *El Mega sismo de Chile 2010 y lecciones para el Ecuador*, Instituto Panamericano de Geografía e Historia, IPGH, 184 p., Quito.
3. Aguiar R., (2008), *Análisis sísmico de edificios*. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 320 p., Quito.
4. Aguiar R., (2007), *Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 117 p., Quito.
5. Aguiar R., (2004), *Análisis Matricial de Estructuras*. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 550 p., Quito.
6. Aguiar R., (2003), *Análisis sísmico por desempeño*, Centro de Investigaciones Científicas. Politécnica del Ejército, 340 p., Quito.
7. Almazán J. L., (2010), "Comportamiento de estructuras antisísmicas durante el terremoto de Maule y su posible efecto en las normas de diseño sísmico de Chile", *XXXIV Jornadas de Ingeniería Estructural. Universidad Nacional de San Juan*, 13 p., San Juan, Argentina.

8. Alvarado A., (1996) *Evolución Geológica cuaternaria y paleosismicidad de la cuenca de Quito, Ecuador*. Tesis de Grado de Ingeniería. Facultad de Geología Minas y Petróleo. Escuela Politécnica Nacional, 380 p. Quito.
9. Boroschek R., Soto P., León R., Comte D., (2010,1), *Registros del terremoto de Maule, $M_w = 8.8$, 27 de febrero de 2010*. Red Nacional de Acelerógrafos, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil, **Informe 3**, 25 p., Santiago.
10. Campbell K., Bozorgnia Y., (2008), "NGA Ground Motion Model for the Geometric Mean Horizontal Component of PGA, PGV, PGD and 5% Damped linear elastic response spectra for periods ranking from 0.01 to 10 s.", *Earthquake Spectra, EERI*, **24 (1)**, 139-171.
11. Carrillo C., (2008) *Comprobación de la respuesta sísmica incorporando y desacoplando la mampostería y técnicas de reforzamiento*, Tesis de Grado para obtener el título de Ing. Civil. Escuela Politécnica del Ejército, 200 p. Quito.
12. CEC-2000, "Código Ecuatoriano de la Construcción", *XIII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural. Pontificia Universidad Católica del Ecuador*, 325-350, Quito.
13. Defensa Civil (1998), *Terremoto del 5 de marzo de 1987*, Dirección Nacional de Defensa Civil, 18 p., Quito.
14. Eternit Ecuatoriano, *Tableros de Concreto Reforzado PLYCEM*, Boletín Técnico N.- 100-5, 10 p., Quito.
15. Frau C., (2009), *Demanda sísmica incluyendo efectos de directividad en zonas near-fault de Argentina*, Tesis para obtener el título de Doctor. Universidad Tecnológica Nacional, Regional Mendoza, 371 p., Mendoza.
16. Gavilanes L., (2011), *Estudio Geotécnico de suelos en Centros Educativos del Municipio de Quito*, PLANMAN, Quito.
17. Ghobarah A., Aly N. and El-Attar M. (1997) "Performance level criteria and evaluation. A critical review of proposed guidelines". *Seismic design methodology for the next generation of codes*. Fajfar and Krawinkler Editors, Balkema, Slovenia.
18. Lamar S., Fortoul C., (2007), *Análisis estático de estructuras. Formulación Matricial*, Ediciones CITECI, Centro para la Innovación, el Desarrollo Tecnológico y del Conocimiento en Ingeniería., 665 p. Caracas.
19. Lastra F., (2011), *Estudios de Sísmica de Refracción de Centros de Educación: Benalcazar, Fernández Madrid, Sucre y Espejo*. PLANMAN, Quito.
20. Lavenu A., (1994), "La neotectónica ejemplos en el Ecuador", *Estudios de Geografía*, **6**, 5-30.
21. Lomnitz C., (1988), "Las causas probables de la catástrofe sísmica del 19 de septiembre de 1985", *Revista Ciencia y Desarrollo*, CONACYT, **16 (82)**, 4 p., México.
22. NEC-11, (2011), "Norma Ecuatoriana de la Construcción", En consulta pública, Quito.
23. NSR-10, (2010), "Norma Sismo Resistente de Colombia", Bogotá, Colombia.

140 Reforzamiento sísmico de estructuras de lámina delgada

24. Paulay T., and Priestley M., (1992), *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, John Wiley & Sons Inc, 744 p.
25. P.G.M. (2009), *Atlas de deformaciones cuaternarias de los Andes*. Proyecto Multinacional Andino: Geociencia para las comunidades Andinas. Sistema Quito, Alexandra Alvarado, 294-299.
26. Sarrazín M., (2010), "Terremoto de Chile del 27 de febrero de 2010. Aspectos generales, comportamiento de estructuras y deficiencias de las normas", *Conferencia Magistral en XXXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*. San Juan, Argentina.
27. SEAOC, (1995), *VISION 2000 Report on performance based seismic engineering of building*, Structural Engineers Association of California, Sacramento.
28. Seed H., Romo M., Sun J., Jaime A., Lysmer J., (1987), *Relationships between soil conditions and earthquake ground motions in Mexico City in the earthquake of Sep. 19, 1985*, Earthquake Engineering Research Center, **UCB-EERC-87/15**, 112 p.
29. Soulas J-P., Eguez A., Yepes H., Perez H., (1991), "Tectónica activa y riesgo sísmico en los Andes Ecuatorianos y el extremo sur de Colombia", *Boletín Geológico Ecuatoriano*, **2 (3)**, 3-11.
30. Tornello M., Frau C., (2010), "Experiencias sobre aislamiento sísmico en Mendoza, Argentina. Diseño, Modelación y Construcción", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, **15 (1)**, 1-47.
31. Yeats R., Sieh K., Allen C., (1997), *The geology of earthquakes*. Oxford University Press. 499 p., New York.
32. Yepes H., (2011), Información suministrada en reunión efectuada el 29 de junio de 2011, en la Cámara de la Construcción de Pichincha, Quito.